



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Estudio del comportamiento no-lineal de columnas tubulares rellenas de hormigón frente a cargas laterales.

Treball realitzat per:

Leonardo Andrés Pérez Montes

Dirigit per:

Jesús Miguel Bairan García

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, Gener 2018

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

*A Dios, a mi Padre Pedro Pérez Torbello, mi madre Luz Marina Montes
a mi hermano Otto Luis y a mis familiares a quienes dedico este
trabajo.*

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo General	3
1.2.2 Objetivos Específicos.....	3
1.3. Metodología.....	3
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	6
2.1 Ventajas y desventajas del uso de sistemas mixtos.....	6
2.2 Efecto del confinamiento del hormigón	7
2.3 Estado biaxial de tensiones en el tubo	8
2.4 Pandeo local en secciones tubulares rellenas	9
2.5 Consideraciones de las normativas actuales en el análisis y diseño de secciones tubulares rellenas de hormigón.	11
2.6 Modelo basado en fibras	15
2.7 Modelos constitutivos empíricos de los materiales para el análisis por fibras de perfiles tubulares rellenos de hormigón.....	18
2.7.1 Modelos constitutivos de materiales de Kenji Sakino; Hiroyuki Nakahara; Shosuke Morino y Isao Nishiyama para perfiles tubulares rellenos de hormigón.	19
2.7.2 Modelos constitutivos de materiales de Yongtao Bai, Akihiko Kawano, Keita Odawara y Shintaro Matsuo para perfiles tubulares rellenos de hormigón.	26
2.7.3 Modelos constitutivos de materiales de Zhichao Lai y Amit H. Varma. ...	30
3. BASE DE DATOS EXPERIMENTALES.....	36
3.1 Base de datos experimentales	36
4. MODELO IMPLEMENTADO	42
4.1 Determinación del diagrama Momento-Curvatura.....	42
4.2 Determinación del diagrama fuerza horizontal-drift o fuerza horizontal vs desplazamiento	45
5. VALIDACIÓN DE MODELO.....	50
5.1. Parámetros de comparación	50
5.2. Selección de los modelos constitutivos	53
5.1 Comparación de ensayos con modelos constitutivos de materiales	54
5.1.1 Ensayos rectangulares.....	54

5.1.2 Ensayos circulares	73
6. ESTUDIO PARAMÉTRICO	101
6.1 Estudio paramétrico para secciones rectangulares rellenas	104
6.2 Estudio paramétrico para secciones circulares rellenas.....	126
6.4 Comparación de ductilidades de desplazamiento con normativas AISI y Eurocódigo	144
7. CONCLUSIONES	148
8. BIBLIOGRAFÍA	150

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se realiza el estudio de la ductilidad de desplazamiento que son capaces de alcanzar secciones rectangulares y circulares rellenas de hormigón de pared de tubo delgada, sometidas principalmente a cargas laterales, así como el estudio de sensibilidad de cada una de las variables que interviene en el cálculo de esta ductilidad.

Este estudio se realizó mediante un análisis inelástico no lineal donde se incorporaron modelos constitutivos de materiales basados en investigaciones recientes de conocidos investigadores en el área, los cuales consideran el efecto del pandeo local del tubo, el confinamiento del hormigón, estado multiaxial de tensiones en los materiales, entre otros. Estos modelos fueron validados mediante la comparación de ensayos recopilados, principalmente de tubos de pared delgada sometidos a cargas cíclicas y monotónicas. A partir de los resultados de esta comparación se seleccionó el modelo de mejor ajuste asegurando un 90% de confiabilidad, para posteriormente realizar el estudio de sensibilidad de variables en el cálculo de la ductilidad de desplazamiento.

Los resultados obtenidos de este análisis demuestran que, por una parte, los principales factores afectan la ductilidad de desplazamiento de un miembro son la resistencia del acero del tubo, el nivel de carga axial y la longitud del miembro. Asimismo se demuestra que bajo ciertas condiciones se pueden llegar a alcanzar e incluso superar los niveles de ductilidades exigidos para los miembros disipativos según el Eurocódigo 8 con secciones cuya esbeltez supera los límites permitidos.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En los últimos 60 años la utilización de estructuras compuestas acero-hormigón en los proyectos estructurales ha ganado especial interés debido al aprovechamiento que se hace de las mejores cualidades de ambos materiales cuando trabajan en conjunto en términos de rigidez, resistencia y ductilidad.

Las secciones compuestas del tipo tubular relleno de hormigón o “*Concrete Filled Tubular*” (CFT) son usadas en pilares cuando es necesario cubrir grandes requerimientos de resistencia y ductilidad sin la necesidad de usar grandes secciones transversales, principalmente en edificios de gran altura en zonas de la alta sismicidad ya que cuentan con una gran capacidad de disipación de energía ante solicitaciones sísmicas. Por otro lado, su proceso constructivo es rápido ya que el tubo actúa como encofrado reduciendo considerablemente los costos y tiempos de ejecución, y mejoran la protección contra la corrosión.

Sin embargo, la mayoría de los códigos internacionales enfoca el diseño a secciones compactas principalmente, es decir con bajos valores de la relación diámetro – espesor o ancho – espesor de la sección transversal, ya que de esta forma se asegura que la resistencia de la sección no esté condicionada por fenómenos de inestabilidad local o pandeo local antes de alcanzar la resistencia plástica. Esto se debe a la falta e investigación que hay en el comportamiento de este tipo de elemento estructurales cuando presentan espesores de pared del tubo pequeñas. El comportamiento y diseño de secciones no compactas y esbeltas no suele estar explícitamente indicado en la mayoría de los códigos actuales y en algunos casos no suele ser claro, por ejemplo, normativas como Eurocódigo 4 [1]

indican valores límites de esbeltez del tubo para obviar el efecto del pandeo local, pero no dan una directriz clara de cómo proceder con el cálculo de resistencia cuando se excede este límite. Otras normativas como la AISC360 en su versión del año 2005 [2] especifica solo valores límites de esbeltez para perfiles tubulares compactos y no incluía alguna metodología para el cálculo de la resistencia de secciones no compactas o esbeltas sometidas a diferentes solicitaciones, por tanto, se limitaba mucho el uso de este tipo de secciones en Estados Unidos. No es sino hasta la actualización del 2010 que se empezaron a incorporar las secciones esbeltas, pero con considerables limitantes por falta de investigación en el área.

Investigaciones recientes han demostrado que este tipo de secciones tienen un muy bueno comportamiento inelástico cuando la pared del tubo (relación de esbeltez) es pequeña, incluso para relaciones de esbelteces muy por arriba de los límites normativos de los códigos actuales, sin embargo, estas investigaciones son escasas.

Se propone en este trabajo estudiar el comportamiento no lineal de las secciones de perfiles tubulares esbeltos rellenos de hormigón sometidos a flexión y carga axial, tomando como límites de esbeltez los expuestos en el Eurocódigo 4 y 8, y considerando propuestas de modelos constitutivos de los materiales, según estudios recientes, donde se considere el efecto de inestabilidad local, efecto P-Delta, confinamiento del hormigón, interacción hormigón-acero, entre otros.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Estudio de ductilidad de perfiles tubulares esbeltos rellenos de hormigón para su aplicación sísmica mediante modelos constitutivos experimentales de materiales

1.2.2 Objetivos Específicos

- Comparar los modelos constitutivos de materiales de distintos investigadores para ensayos ante cargas cíclicas en perfiles rectangulares y circulares esbeltos rellenos de hormigón.
- Estudio de la sensibilidad de la resistencia de materiales, nivel de carga axial y geometrías en la determinación de la ductilidad de desplazamiento de un miembro tubular circular y rectangular relleno de hormigón.
- Comparar los niveles de ductilidad máximos para secciones esbeltas exigidos por las normativas actuales con las ductilidades obtenidas mediante un modelo numérico.
- Revisión los criterios de esbeltez de las normativas actuales en perfiles tubulares esbeltos rellenos de hormigón

1.3. Metodología

La metodología a seguir en este trabajo para lograr los objetivos planteados es la siguiente:

- Recopilación de información sobre el comportamiento y diseño de secciones tubulares rellenas de hormigón, específicamente para secciones con espesor de tubo delgado, limitaciones de uso y criterios de diseño según normativas actuales, búsqueda de artículos de investigación.
- Búsqueda de estudios de modelos constitutivos de materiales para el análisis de secciones rectangulares y circulares rellenas a ser implementados en un modelo matemático de análisis por fibras para el estudio de la ductilidad de desplazamiento de un pilar en voladizo.
- Recopilación de ensayos experimentales momento-curvatura y fuerza lateral-desplazamiento para secciones circulares y rectangulares rellenas.
- Reproducción de cada uno de los ensayos utilizando los modelos constitutivos recopilados con el fin de seleccionar el que obtenga el mejor ajuste en la mayoría de los casos.
- Estimación la ductilidad de desplazamiento a partir de los diagramas fuerza lateral vs desplazamiento para varias combinaciones de geometrías y resistencias de materiales de secciones rectangulares y circulares rellenas de hormigón.
- Determinación de la sensibilidad de cada parámetro geométrico y resistencia de materiales en la determinación de la ductilidad de desplazamiento de un pilar tubular relleno en voladizo.
- Desarrollo de un ejemplo comparativo utilizando el Eurocódigo 8 y los resultados obtenidos del paso anterior en cuanto a los niveles de ductilidad alcanzado por un pilar en voladizo sometido a carga lateral.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 Ventajas y desventajas del uso de sistemas mixtos

La principal ventaja en el uso de sistemas estructurales con secciones tubulares rellenas de hormigón radica en el aprovechamiento de las mejores cualidades de ambos materiales en cuanto a ductilidad, rigidez y resistencia. El hormigón que se dispone en el núcleo permite soportar cargas de compresión lo cual es mejorado por el confinamiento que ofrece el tubo exterior, asimismo el tubo de acero evita que el hormigón se desagregue incluso después de alcanzar su máxima resistencia y proporciona una condición de contorno adicional al tubo retrasando el pandeo local.

En comparación con sistemas estructurales en acero, el costo de estos sistemas se ve reducido cuando se usan sistemas híbridos ya que la inclusión del hormigón permite reducir la cantidad de acero sin reducir rigidez, así como permitir una mayor protección contra el fuego. Adicionalmente los tubos de acero pueden ser usados como encofrado para el hormigón facilitando el proceso constructivo y disminuyendo el costo de ejecución.

Existen también desventajas en el uso de estos sistemas estructurales, destacándose la dificultad de realizar conexiones viga-columna lo cual puede elevar considerablemente el costo de la estructura. También las pocas investigaciones del comportamiento de estos sistemas ante cargas sísmicas, lo cual ha evitado en cierta medida su uso masivo en algunos países con alta actividad sísmica.

Adicionalmente, el buen desempeño de estos sistemas híbridos depende en gran medida del nivel de confinamiento que se le da al hormigón el cual se puede ver disminuido cuando el acero que genera este confinamiento sufre grandes deformaciones, como en el caso del pandeo local del tubo, el cual representa una falla prácticamente imposible de reparar.

2.2 Efecto del confinamiento del hormigón

El efecto del confinamiento en las secciones rectangulares rellenas se debe principalmente a que el coeficiente de Poisson de ambos materiales es diferente. A medida que aumenta la carga axial en el hormigón aumenta el módulo de Poisson de este haciéndose mayor que la del acero. Es precisamente en este momento que el hormigón queda sometido a tensiones de compresión radiales originando un estado triaxial de esfuerzos en el núcleo de hormigón y un estado biaxial en el tubo de acero.

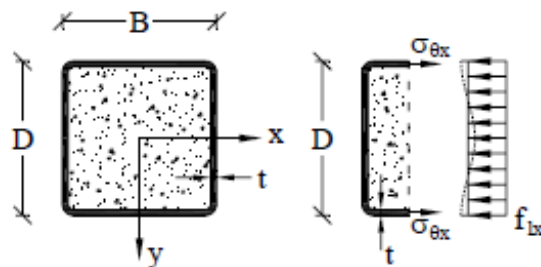


Figura 2-1 Equilibrio de sección transversal ante el efecto del confinamiento

Es sabido que el efecto del confinamiento aumenta la resistencia y ductilidad del hormigón en comparación con un hormigón no confinado.

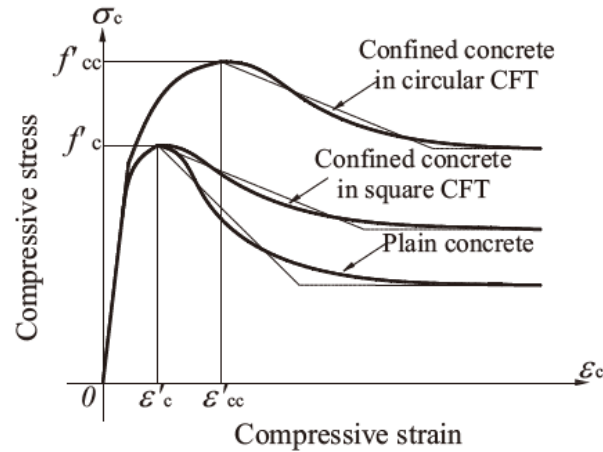


Figura 2-2 Diagrama tensión deformación del hormigón no confinado y confinado

2.3 Estado biaxial de tensiones en el tubo

Como se explicó anteriormente, la expansión lateral del hormigón ocasiona tensiones en la dirección transversal del tubo los cuales se superponen a las tensiones longitudinales generando así un estado biaxial de tensiones.

Es debido a este estado biaxial de tensiones que la resistencia a tracción del tubo se hace diferente a la de compresión, de acuerdo con el criterio de cedencia de Von Mises, resultando menor a F_y la resistencia a compresión del tubo y mayor la resistencia a tracción, obteniéndose un estado de tensión deformación para el acero asimétrico:

$$f_y = \sigma_\theta^2 + \sigma_\theta \times f_{y_l} + f_{y_l}^2 \quad (1)$$

Dónde:

σ_θ : Tensión transversal en tubo

f_{y_l} : Tensión cedente del tubo en el sentido longitudinal bajo estado biaxial de tensiones

Fy: Tensión cedente del tubo bajo estado uniaxial de tensiones.

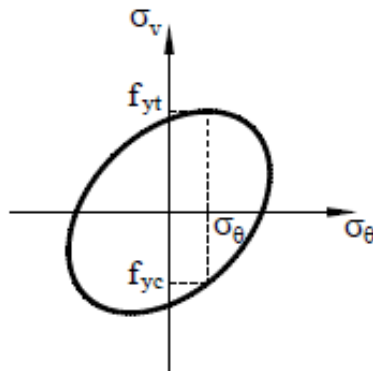


Figura 2-3 Criterio de cedencia de Von Mises.

Estudios recientes consideran que el valor de la tensión transversal del tubo ante estado biaxial de tensiones suele rondar el 10% de F_y , como lo proponen las investigaciones de Elremaily y Azizinamini [3] obteniendo un valor de esfuerzo cedente a tracción y compresión de $1.046F_y$ $-0.946F_y$ respectivamente. En otras investigaciones se propone un valor de un 20% de F_y como en el caso de las investigaciones realizadas por Sakino y Sun [4] donde se obtienen los valores en tracción de $1.08F_y$ y a compresión de $-0.89F_y$.

2.4 Pandeo local en secciones tubulares rellenas

La interacción entre el hormigón y el acero tiene una gran influencia en el modo de pandeo del tubo de acero en las secciones tubulares rellenas. La deformación por pandeo interna está restringida por el hormigón, por tanto, esta solo puede darse hacia afuera.

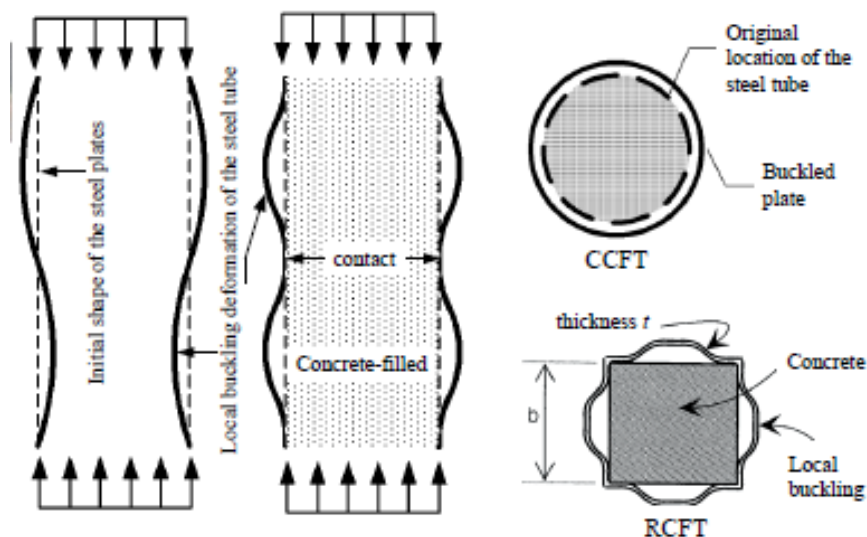


Figura 2-4 Modo de falla por pandeo.

La deformación por pandeo hacia la parte interna requiere de un mayor número de líneas de cedencia para generar el mecanismo plástico, por tanto, el trabajo interno para generar este mecanismo será mayor en las secciones rellenas que en las secciones huecas ocasionando el retraso en la deformación por pandeo local. En las normativas actuales se puede observar que este fenómeno es tomado en cuenta al ser más exigentes los parámetros de esbeltez D/t o B/t en secciones huecas que en secciones rellenas.

Para secciones con ratios de esbeltez altos la caída de resistencia suele ocurrir en el punto de resistencia máximo, para luego decaer la resistencia. Para el caso de secciones con ratios de esbeltez bajos el pandeo local ocurre luego de alcanzar la resistencia máxima. En cualquiera de los dos casos se observa un comportamiento dúctil incluso después de haber ocurrido el pandeo local (Mastrandrea et al, 2008)

Debido a la formación de bulbos en el tubo al ocurrir el pandeo local se produce una reducción de resistencia flexional. La deformación por pandeo origina que el tubo y el hormigón comiencen a separarse, sin embargo, en este punto el hormigón es capaz de mantener su capacidad resistente hasta que la separación es total, es por este motivo que aun después de ocurrir el pandeo local la sección es capaz de mantener una importante capacidad de carga.

2.5 Consideraciones de las normativas actuales en el análisis y diseño de secciones tubulares rellenas de hormigón.

En general las normativas de diseño actuales enfocan su diseño en secciones cuyo tubo es compacto, es decir, secciones con espesor de tubo grueso en las cuales el pandeo local ocurre luego de alcanzar su máxima resistencia plástica. En las últimas décadas muchos investigadores han realizado investigaciones del comportamiento de perfiles tubulares rellenos ante varios tipos de condiciones de cargas, donde concluyen que su resistencia depende principalmente de varios parámetros como la resistencia cedente del acero del tubo (F_y), la resistencia a compresión del hormigón (F_c), la relación ancho espesor del tubo (D/t o B/t), la longitud de la columna. Sin embargo, la gran mayoría de estas investigaciones realizaron ensayos a secciones de tubos compactas y solo algunas pocas secciones de pared delgada o esbeltas (Lai y Varma, 2014), lo cual da entender la falta de investigación que existe en este tipo de secciones.

La mayoría de los códigos limitan la relación de esbeltez del tubo en secciones rellenas para considerar que la sección no es susceptible al fallo por pandeo local, como en el caso del Eurocódigo 4, el cual define este límite para secciones rectangulares y circulares en $B/t < 52\sqrt{(235/F_y)}$ y $D/t < 90\sqrt{(235/F_y)}$ (Figura 2-5) respectivamente, pero no es claro estableciendo las directrices de diseño o en cómo proceder cuando la sección es susceptible a presentar pandeo local, estableciendo simplemente que se debe estudiar el comportamiento ante este efecto de

inestabilidad. Es de notar que, los límites establecidos por el EC4 resultan en general mayores a los definidos por el Eurocódigo 3 (ref), incluso llevando de una clase 3 a una clase 2 una sección tubular sin rellenar al rellenarla, indicando que la normativa en cuestión acepta el efecto beneficioso que genera el efecto del hormigón a retrasar el pandeo local, como se explicó en la parte 2.4.

Tabla 6.3 – Valores máximos (d/t), (h/t) y (b/t_f) con f_y en N/mm²

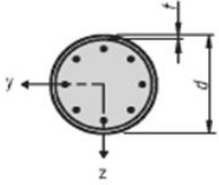
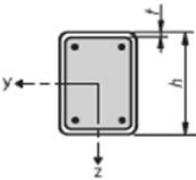
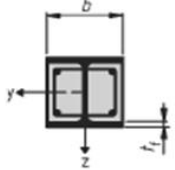
Sección transversal		Máx. (d/t), máx. (h/t) y máx. (b/t)
Sección de acero tubular circular		$\text{máx. } (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Sección de acero tubular rectangular		$\text{máx. } (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Sección en doble T, parcialmente embebida		$\text{máx. } (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Figura 2-5 Límites de esbeltez para perfiles tubulares rellenos según EC4 para obviar los efectos de pandeo local [1]

Normas como el Código Australiano [6] y la Norma Japonesa [7] presentan una metodología algo más detallada en la determinación de la resistencia de secciones susceptibles a presentar problemas de pandeo local, sin embargo no son claros definiendo los límites de relación ancho espesor de tubo para clasificar a una sección de no compacta o esbelta, al igual no presentan relaciones ancho espesor de tubo límites para secciones circulares o rectangulares sometidas a diferentes condiciones de carga (axial o flexión).

La anterior normativa americana AISC360-05 [8] especificaba valores de límites de relación ancho espesor de tubo solo para secciones compactas y no incluía directrices de cálculo para clasificar secciones o estimar resistencia de secciones no compactas o esbeltas sujetas a diferentes estados de carga. Como resultado el uso de secciones esbeltas y no compactas estaba limitado en Estados Unidos.

Es a partir de la actualización de la normativa AISC360-10 que se incluye la categorización de secciones en compactas, no compactas y esbeltas ante diferentes estados de carga, así como el cálculo de la resistencia para cada caso, pero aun limitando los límites de esbeltez del tubo por falta de investigación en el área, como la misma normativa lo indica en su comentario. Se muestra en la tabla los cambios realizados en la normativa AISC 360 de la edición del 2005 al 2010 en cuanto a los límites de esbeltez para secciones tubulares rellenas.



Shape	Type	Section	AISC (2005)		AISC (2010)	
			Compression	Flexure	Compression	Flexure
	CFT	Compact λ_p	$\frac{D}{t} \leq 0.15 \frac{E_s}{F_y}$		$\frac{D}{t} \leq 0.15 \frac{E_s}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq 0.09 \frac{E_s}{F_y}$
		Non-compact λ_r	NA		$\frac{D}{t} \leq 0.19 \frac{E_s}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq 0.39 \frac{E_s}{F_y}$
	Steel	Compact λ_p	NA	$\frac{D}{t} \leq 0.07 \frac{E_s}{F_y}$	NA	$\frac{D}{t} \leq 0.07 \frac{E_s}{F_y}$
		Non-compact λ_r	$\frac{D}{t} \leq 0.11 \frac{E_s}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq 0.31 \frac{E_s}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq 0.11 \frac{E_s}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq 0.31 \frac{E_s}{F_y}$
	CFT	Compact λ_p	$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$		$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$\frac{h}{t} \leq 3.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
		Non-compact λ_r	NA		$\frac{b}{t} \leq 3.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$\frac{h}{t} \leq 7.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	Steel	Compact λ_p	NA	$\frac{h}{t} \leq 2.42 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ $\frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	NA	$\frac{h}{t} \leq 2.42 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ $\frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
		Non-compact λ_r	$\frac{h}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ $\frac{b}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$\frac{h}{t} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ $\frac{b}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$\frac{h}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ $\frac{b}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$\frac{h}{t} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ $\frac{b}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$

Tabla 2-1 Cambios en los límites de esbeltez de tubo de la Norma AISC360-05 a la AISC360-10 [8]

En la Tabla 2-2 y Tabla 2-4 y se presentan los límites normativos fijados por la Normativa AISC360-10 para elementos comprimidos y flexionados respectivamente.

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_c Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
Walls of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

Tabla 2-2 Clasificación de secciones según esbeltez de tubo en secciones tubulares rellenas sometidas a compresión según la normativa AISC360-10 [2]

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
Flanges of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Webs of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	h/t	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

Tabla 2-4 Clasificación de secciones según esbeltez de tubo en secciones tubulares rellenas sometidas a flexión según la normativa AISC360-10 [2]

2.6 Modelo basado en fibras

Los análisis basados en fibras pueden ser usados para predecir el comportamiento del acero, hormigón armado y estructuras compuestas, y consiste en una técnica numérica la cual modela elementos estructurales dividiéndolos en un número finito de fibras. A partir de las deformaciones en cada fibra se obtienen sus correlativas tensiones siguiendo la ley del modelo constitutivo de cada material. A partir de estas tensiones se obtienen las fuerzas en el centro de gravedad de cada fibra mediante la integración para cada área de fibra.

La precisión de un análisis basado en fibras estará altamente influenciada por qué tan representativo de a la realidad sea el modelo o modelos constitutivos de los materiales empleados en el análisis.

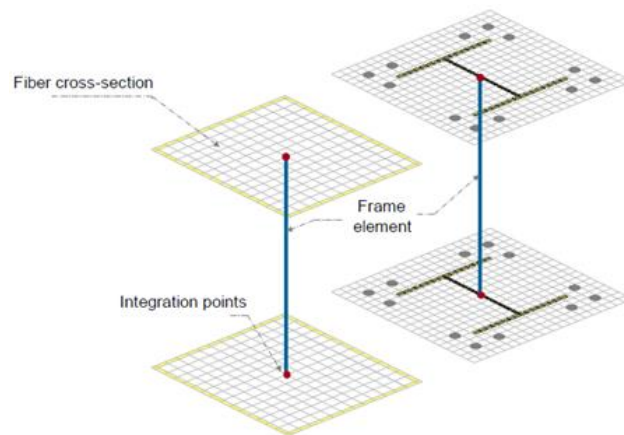


Figura 2-6 Discretización en fibras de sección transversal [8]

Algunas de las principales ventajas que justifican el uso de un análisis mediante fibras son:

- Secciones transversales complejas: Es posible analizar cualquier configuración geométrica formada por sub-regiones de secciones geométricas simples, las propiedades geométricas se calculan mediante integración numérica.
- Modelos tensión-deformación complejos para los materiales: Ya que cada fibra puede tener cualquier respuesta de tensión deformación, esta técnica permite el modelado no lineal en miembros de acero, hormigón reforzado y estructuras compuestas
- Precisión y eficiencia: Se obtienen resultados realistas del comportamiento de los materiales ya que cada fibra está asociada a un modelo uniaxial calibrado mediante ensayos

En la Tabla 2-5 se muestra una recopilación de las investigaciones más destacables de modelos constitutivos en los últimos 20 años

Año	Autor	Comentario
1998	Nakarahara et al.	Relaciones tensión deformación de hormigón y acero
2000	Varma	Curvas tensión deformación para el acero y el concreto obtenidos de un análisis por FEA, considerando los efectos del pandeo local, estados biaxial de tensiones el confinamiento del concreto
2001	Susantha et al.	Relaciones tensión deformación uniaxiales para el concreto confinado y tubos de acero
2002	Elremaily and Azizinamini	Usan el modelo de Chang-Mander para el hormigón y un modelo elástico perfectamente plástico para el acero del tubo considerando caída de resistencia por pandeo local
2004	Sakino et al.	Modelo del hormigón considerando el efecto del confinamiento. Consideran el modelo constitutivo del acero como elástico perfectamente plástico con caída de resistencia debido al pandeo local del tubo.
2007	Tort y Hajjar	Modelos tensión deformación para hormigón basados en los estudios de Chang y Mander, y Mizumo y Shen para el acero ajustados para secciones rectangulares rellenas
2008	Hatzigeorgiou	Análisis tensión de formación para hormigón confinado. Modelo elástico perfectamente plástico para el acero del tubo
2010	Denavit y Hajjar	Modelos tensión deformación para hormigón basados en los estudios de Chang y Mander, y Mizumo y Shen para el acero ajustados para secciones circulares rellenas.
2012	Kawano et al.	Modelos tensión deformación para hormigón confinado y acero, considerando el efecto del confinamiento del hormigón, estado multiaxial en hormigón y acero y los efectos de pandeo local en el tubo

Tabla 2-5 Cronología de investigaciones de modelos constitutivos de materiales.

2.7 Modelos constitutivos empíricos de los materiales para el análisis por fibras de perfiles tubulares rellenos de hormigón.

El estudio de la sección transversal se realiza mediante un análisis basado en fibras. Este tipo de análisis han sido usados por muchos investigadores para calcular el comportamiento seccional y resistencia de perfiles tubulares rellenos de hormigón (CFT). La precisión de estos análisis depende fundamentalmente de lo acertado que sea el modelo constitutivo de los materiales en reflejar el comportamiento de los materiales considerando los efectos de su interacción.

Estos modelos constitutivos son obtenidos mediante observaciones experimentales y resultados de análisis numéricos 3D por elementos finitos. En la medida de lo posible los modelos constitutivos deben reflejar el comportamiento real de los materiales ante su interacción.

Se presenta a continuación algunos de los modelos constitutivos del acero y hormigón para perfiles tubulares rellenos de hormigón propuestos por diversos investigadores en los últimos años, a través de estudios experimentales.

2.7.1 Modelos constitutivos de materiales de Kenji Sakino; Hiroyuki Nakahara; Shosuke Morino y Isao Nishiyama para perfiles tubulares rellenos de hormigón.

Sakino, Nakahara, Morino y Nishiyama [4] proponen modelos constitutivos para perfiles tubulares rellenos partir de la observación de los resultados de 114 especímenes ensayados, de donde obtienen ecuaciones empíricas para considerar principalmente el efecto del pandeo local del tubo, el confinamiento del hormigón dentro del tubo y el estado multiaxial de tensiones en ambos materiales debido a su interacción. Esta investigación surge como parte de la 5ta fase del Programa de Investigaciones Sismológicas entre Estados Unidos y Japón (U.S. – Japan Cooperative Earthquake Research Program).

Modelo constitutivo del acero en secciones circulares:

Para el caso del modelo constitutivo del acero en los perfiles circulares, esta investigación propone que el pandeo local en los tubos circulares rellenos ocurre para deformaciones muy altas y, por tanto, dicho efecto de inestabilidad local puede despreciarse.

El diagrama tensión deformación del tubo de acero se desarrolla como elástico perfectamente plástico como se muestra en la Figura 2-7, considerando como tensión máxima el 89% de la tensión cedente longitudinal del tubo ($0.89 \cdot \sigma_{sy}$), esto debido al estado biaxial de tensiones en el tubo, como se explica en el capítulo 2 de este documento.

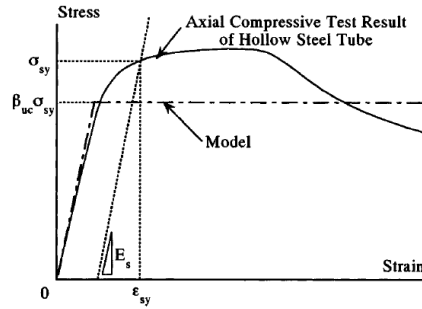


Figura 2-7 Diagrama tensión deformación de tubo circular relleno [4]

Dónde:

σ_{sy} : Tensión cedente longitudinal del acero del tubo

β_{uc} : Factor de reducción de la tensión máxima debido al estado biaxial de tensiones en el tubo, igual a 0.89.

ϵ_{sy} : Deformación cedente del acero del tubo.

Modelo constitutivo del acero en secciones rectangulares:

A diferencia de los perfiles circulares rellenos, esta investigación propone que el pandeo local en secciones rectangulares ocurre para una determinada deformación ($\epsilon_s B$), deformación que estará definida según el nivel de esbeltez del perfil ($\lambda = B/t$). La deformación para la cual ocurre el pandeo local en función de la esbeltez del tubo se obtiene de la siguiente forma:

$$\epsilon_s B \left\{ \begin{array}{ll} (6.06/(\lambda^4 \cdot \epsilon_{sy}^2) - 0.801/(\lambda^2 \cdot \epsilon_{sy}) + 1.10) \cdot \epsilon_{sy} & \lambda < 1.54/\sqrt{\epsilon_{sy}} \quad (2) \\ \epsilon_s B = \epsilon_{sy} & 1.54/\sqrt{\epsilon_{sy}} < \lambda < 2.03/\sqrt{\epsilon_{sy}} \quad (3) \\ \epsilon_{sy}/(0.698 + 0.073\lambda^2 \cdot \epsilon_{sy}) & \lambda \geq 2.03/\sqrt{\epsilon_{sy}} \quad (4) \end{array} \right.$$

En función de estos límites de esbeltez se clasificarán a los perfiles en tres tipos: Tipo 1 para los que la deformación por pandeo local ocurre luego de alcanzarse la tensión cedente, Tipo 2 para los cuales la deformación por pandeo local se puede considerar igual a la deformación a la cual se alcanza el esfuerzo cedente, y Tipo 3 para los perfiles en los cuales la deformación en la cual ocurre el pandeo local ocurre luego de haberse alcanzado la deformación cedente como se puede ver en la Figura 2-9. Quedan resumidos estos límites en la Figura 2-8.

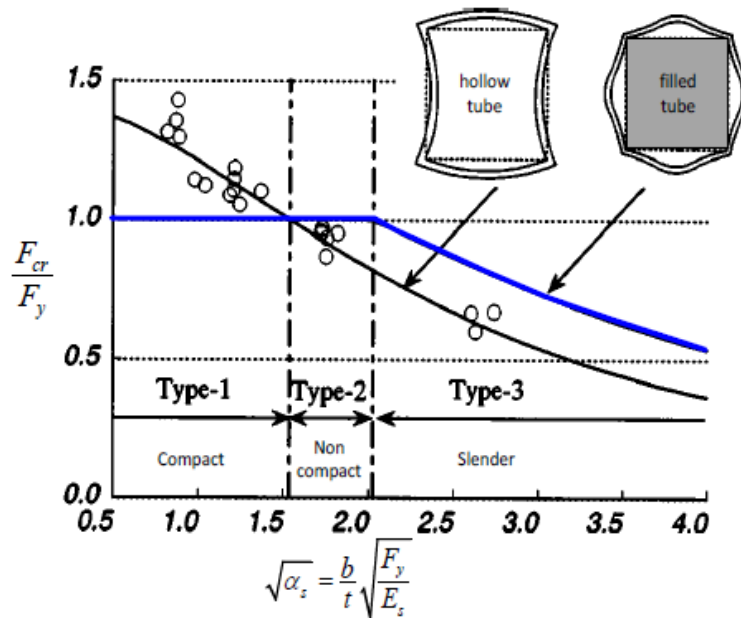


Figura 2-8 Relación Esfuerzo crítico de pandeo y esbeltez en secciones rectangulares rellenas y no rellenas [4]

Conocida la deformación para la cual ocurre el pandeo local en función de la esbeltez del tubo, los autores proponen los siguientes puntos característicos para la obtención de el diagrama esfuerzo deformación en función del Tipo de sección. Estos puntos se presentan en la Figura 2-9.

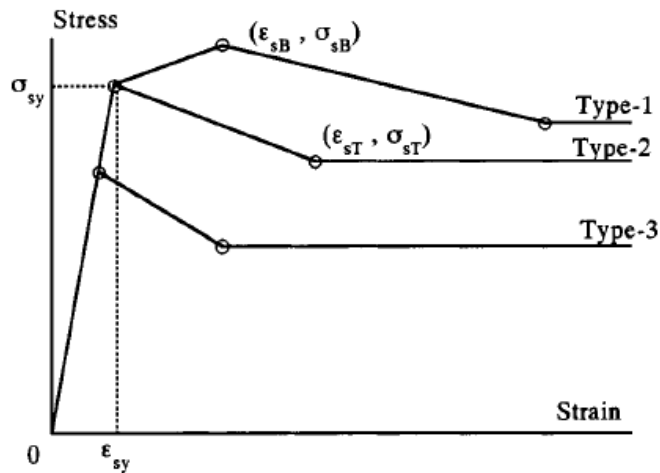


Figura 2-9 Modelo esfuerzo-deformación del acero para tubular rectangular relleno
[4]

Dónde:

σ_{sy} : Tensión cedente longitudinal del acero del tubo.

σ_{sB} : Máximo esfuerzo en el modelo esfuerzo deformación del acero.

σ_{sT} : Esfuerzo en el punto final de la rama de caída en el modelo esfuerzo deformación del acero.

ϵ_{sy} : Deformación cedente del acero del tubo.

ϵ_{sT} : Deformación unitaria para esfuerzo σ_{sT} .

ϵ_{sB} : Deformación a la cual ocurre el pandeo local.

Se presenta en la Tabla 2-6 los parámetros para la obtención de los puntos característicos de los tres tipos de curvas multilineales del tubo rectangular descritas en la Figura 2-9.

	Tipo 1 $\lambda < 1.54/\sqrt{\epsilon_{sy}}$	Tipo 2 $1.54/\sqrt{\epsilon_{sy}} < \lambda < 2.03/\sqrt{\epsilon_{sy}}$	Tipo 3 $\lambda \geq 2.03/\sqrt{\epsilon_{sy}}$
σ_B	$\sigma_{sy}/(0.698 + 0.128 \cdot \lambda^2 \cdot \epsilon_{sy})$	σ_{sy}	$\sigma_{sy}/(0.698 + 0.128 \cdot \lambda^2 \cdot \epsilon_{sy} \cdot (4/6.97))$
ϵ_B	$(6.06/(\lambda^4 \cdot \epsilon_{sy}^2) - 0.801/(\lambda^2 \cdot \epsilon_{sy}) + 1.10) \cdot \epsilon_{sy}$	ϵ_{sy}	σ_B / E_s
ϵ_E	ϵ_{sy}	ϵ_{sy}	σ_B / E_s

$$(\epsilon_{sT} - \epsilon_{sB})/\epsilon_{sB} = 3.59, \quad \sigma_{sT} = 1.19 - 0.207 \cdot \lambda \sqrt{(\sigma_{sy} / E_s)}$$

Tabla 2-6 Parámetros para la definición del modelo constitutivo del tubo de acero rectangular relleno

Modelo constitutivo del hormigón

Para el caso del modelo constitutivo del hormigón, los autores proponen un modelo unificado de esfuerzo deformación para el hormigón confinado por el tubo de acero, basado en los estudios del hormigón confinado de Mander [9]. La ecuación general de la curva tensión deformación es la siguiente:

$$Y = \frac{VX + (W - 1)X^2}{1 + (V - 2)X + WX^2} \quad (4)$$

Dónde X y Y corresponden a la normalización en base a la tensión pico (σ_{cc}) de la tensión del hormigón (σ_c) y la deformación (ϵ_c) respectivamente. Los parámetros se muestran la Tabla 2-7.

Como se explicó anteriormente, el efecto del confinamiento en el hormigón aumenta considerablemente su ductilidad y en gran parte su resistencia. El modelo propuesto por los autores considera solo el aumento de ductilidad para los perfiles rectangulares y una mejora de ductilidad y resistencia para los circulares, esta mejora de resistencia viene definida por el parámetro K:

$$K = \frac{\sigma_{ccB}}{\sigma_{cp}} \quad (5)$$

Dónde:

σ_{ccB} : Resistencia del hormigón confinado.

σ_{cp} : Resistencia del hormigón no confinado

La deformación a la que se alcanza la resistencia pico del hormigón confinado (ϵ_{cc0}) se puede escribir en función de la deformación pico del hormigón no confinado (ϵ_{c0}) de la forma:

$$\epsilon_{cc0} = \begin{cases} (1.0 + 4.7(K - 1)) \cdot \epsilon_{c0} & \text{si } K \leq 1.5 \\ (3.4 + 20(K - 1)) \cdot \epsilon_{c0} & \text{si } K > 1.5 \end{cases} \quad (6)$$

Dónde la deformación ϵ_{c0} resulta:

$$\epsilon_{c0} = 0.94(\sigma_{cp})^{1/4} \times 10^3$$

Los valores del parámetro K para perfiles tubulares circulares rellenos y rectangulares rellenos se muestran igualmente en la Tabla 2-7

	Circular (CFT)	Rectangular (CFT)
X =	$\epsilon_c/\epsilon_{cc0}$	ϵ_c/ϵ_{c0}
Y =	σ_c/σ_{ccB}	σ_c/σ_{cp}
V =	$E_c \cdot \epsilon_{cc0}/\sigma_{ccB}$	$E_c \cdot \epsilon_{c0}/\sigma_{cp}$
$\sigma_{re} =$	$0.178\sigma_r$	$\frac{2t^2(B-t)\sigma_{sy}}{(D-2t)^3}$
K =	$1+4.1\sigma_r/\sigma_{cp}$	1
W =	$1.50 - 17.1 \times 10^{-3}\sigma_{cp} + 2.39 \times \sqrt{\sigma_{re}}$	

Tabla 2-7 Parámetros del modelo constitutivo del hormigón en tubos circulares y rectangulares

Es de destacar que los modelos constitutivos propuestos por los autores deducen sus formulaciones considerando que, debido al estado multiaxial de tensiones presentes tanto el hormigón como el tubo, la tensión cedente a tracción del tubo en dirección longitudinal se ve reducida a un 89% y en el sentido transversal a un 19%, según el criterio de falla de Von Mises comentado en el Capítulo 2. La presión lateral del tubo (σ_r) viene dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_r = \frac{2t}{D - 2.t} . 0.19 . \sigma_{sy} \quad (8)$$

Dónde:

σ_r : Presión lateral de tubo.

σ_{sy} : Tensión cedente longitudinal del acero del tubo.

D: Ancho o diámetro del tubo.

t: Espesor de pared del tubo.

A modo ilustrativo, se muestra en las Figura 2-10 el gráfico tensión deformación propuesto para el hormigón confinado en secciones circulares rellenas y secciones rectangulares rellenas considerando un esfuerzo cedente del tubo de 300MPa, con resistencia a compresión del hormigón de 20MPa y con esbeltez del tubo igual a 60, esto tanto para un perfil circular como para uno rectangular. Se evidencia como en el modelo propuesto en los perfiles circulares existe ganancia de resistencia y ductilidad, mientras que en el rectangular solo existe un aumento de ductilidad.

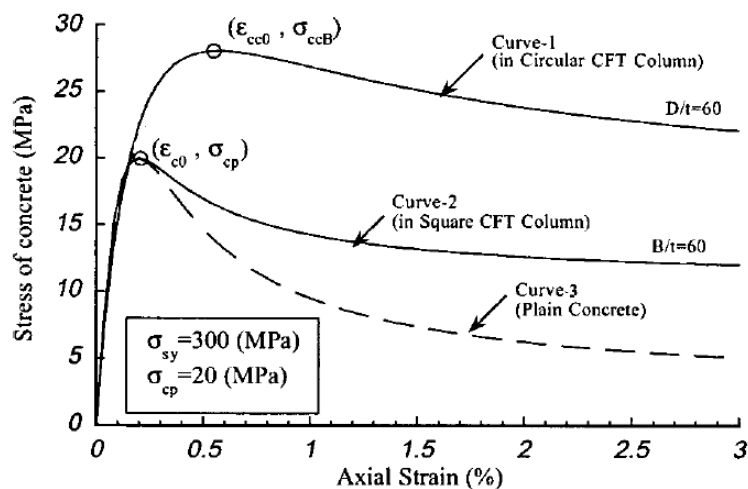


Figura 2-10 Comparación modelo constitutivo de hormigón confinado en perfiles circulares y rectangulares [4]

2.7.2 Modelos constitutivos de materiales de Yongtao Bai, Akihiko Kawano, Keita Odawara y Shintaro Matsuo para perfiles tubulares rellenos de hormigón.

El modelo propuesto Kawano et al. [10] consiste en el desarrollo de curvas elasto-plásticas en la cual se plasma la deterioración de resistencia. A diferencia del modelo anterior, se considera el estudio del pandeo local de las secciones circulares metálicas rellenas de hormigón mediante formulaciones empíricas propuestas por Kawano, tomando en cuenta el nivel de carga axial presente en el elemento. La propuesta de los modelos constitutivos de los materiales se valida con 150 ensayos entre los que se encuentran perfiles tubulares circulares y cuadrados rellenos y vacíos.

Modelo constitutivo del acero en secciones circulares rellenas:

El modelo constitutivo propuesto considera el efecto del pandeo local en el tubo circular relleno dependiendo del nivel de carga axial, definiendo la deformación a la cual ocurre el pandeo local del tubo (ϵ_{lb}) según la expresión:

$$\epsilon_{lb} = \left(0.18 \cdot \left(\frac{D}{t} \cdot \epsilon_y \right)^{-1.4} + 1 \right) \cdot \epsilon_y \quad (9)$$

Dónde:

ϵ_{lb} : Deformación a la cual ocurre el pandeo local del tubo.

D: Diámetro del tubo.

t: Espesor de la pared del tubo.

ϵ_{sy} : Deformación cedente del acero del tubo.

Debido al efecto de restricción al pandeo local que genera el hormigón dentro del tubo, para altos valores de carga axial se considera que no ocurre pandeo local, es decir cuando la relación entre la carga axial actuante y la resistencia plástica a compresión de la sección transversal sea mayor o igual a 0.4 ($N_0 \geq 0.4$).

La relación tensión (σ) deformación (ϵ) de la rama de deterioración de resistencia luego de ocurrir el pandeo local del tubo ($\epsilon \geq \epsilon_{lb}$) es gobernada por la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{92\pi\sqrt{2\epsilon(2-\epsilon)}}{75} \cdot \sigma_{sy} \cdot \left(\frac{D}{t} \right)^{-0.127} \cdot \left\{ \sqrt{\frac{D}{t} + \frac{2\pi^2(1-3\epsilon+\epsilon^2)-3}{2\pi^2\epsilon(2-\epsilon)}} - \sqrt{\frac{D}{t} - 1} \right\} \quad (10)$$

Dónde:

D: Diámetro del tubo.

t: Espesor de la pared del tubo.

σ_{sy} : Tensión cedente longitudinal del acero del tubo.

Por simplicidad del modelo, los autores proponen un esquema bilineal para definir la rama de deterioración de resistencia luego de ocurrido el pandeo como se ilustra en la Figura 2-11 y cuyos parámetros quedan definidos en la Tabla 2-8.

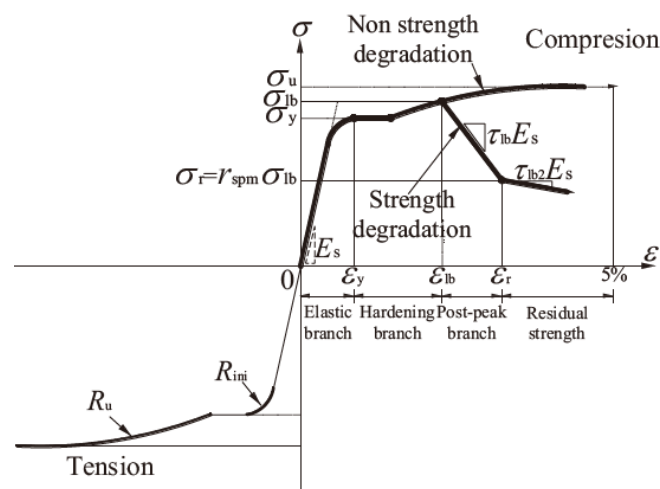


Figura 2-11 Diagrama tensión deformación considerando degradación de resistencia y pandeo local en tubos circulares rellenos [10].

Sección circular rellena		
	No < 0.4	No ≥ 0.4
α	$(D/t) \cdot \epsilon_y$	-
ϵ_{lb}	$\left(0.18 \cdot \left(\frac{D}{t} \cdot \epsilon_y \right)^{-1.4} + 1 \right) \cdot \epsilon_y$	5%
r_{spm}	$3.37 \cdot \alpha^{-0.07} - 3.576$	-
ζ_{lb}	$-0.12\alpha^{-0.48} + 0.011$	-
ζ_{lb2}	-0.001	-

Tabla 2-8 Parámetros para la obtención del diagrama tensión deformación en tubos circulares rellenos [10].

Modelo constitutivo del acero en secciones rectangulares rellenas:

La curva de deterioración de resistencia en perfiles tubulares rectangulares se simplifica a una curva bilineal definida por los parámetros ϵ_{lb} , r_{spm} y ζ_{lb} . El diagrama tensión deformación de un perfil tubular rectangular relleno es diferente al de un perfil hueco debido a la restricción que proporciona el hormigón que genera un retraso en el pandeo local hacia adentro.

La forma del diagrama tensión deformación del acero para perfiles tubulares rectangulares rellenos sigue la forma de la Figura 2-1 considerando los siguientes parámetros de la Tabla 2-9.

	Sección rectangular rellena
α	$\left[\left(\frac{1}{1.32} \right) \times \left(\frac{B}{T} \right) \right]^2 \times \varepsilon_y$
ε_{lb}	$\left\{ 13.5 \times \left[\left(\frac{B}{T} \right)^2 \times \varepsilon_y \right]^{-1.4} + 1 \right\} \times \varepsilon_y$
r_{spm}	$-0.079 \times \alpha + 0.81$
ζ_{lb}	$-0.014\alpha^2 - 0.005$
ζ_{lb2}	-0.001

Tabla 2-9 Parámetros para la obtención del diagrama tensión deformación en tubos rectangulares rellenos.

Modelo constitutivo del hormigón

Para el caso del modelo constitutivo del hormigón, los autores proponen igualmente el modelo unificado de esfuerzo deformación para el hormigón confinado por el tubo de acero, basado en los estudios del hormigón confinado de Mander [9] el cual se explicó en el apartado 2.5.1.

2.7.3 Modelos constitutivos de materiales de Zhichao Lai y Amit H. Varma.

Zhichao Lai y Amit H. Varma [11] proponen modelos constitutivos para perfiles tubulares circulares y rectangulares rellenos. La primicia de esta investigación es la de proponer modelos para secciones circulares y rectangulares no compactas y

esbeltas, que sea representativa de todos los modos de fallas de las secciones rellenas, conservativa para todos los niveles de carga y simple de usar para su implementación en programas de análisis numérico.

Las relaciones tensión deformación propuestas se desarrollaron a partir de diversos análisis mediante el uso de modelos de elementos finitos 3D donde se implementan los efectos de la cedencia del tubo bajo estado multiaxial de tensiones, el pandeo local, el efecto del confinamiento, endurecimiento por deformación, etc, y validados con 90 ensayos reales.

Modelo constitutivo del acero para secciones rectangulares rellenas:

Basados en la observación de investigaciones anteriores (Bradford et al, 1998), se sabe que el esfuerzo crítico de pandeo del tubo en secciones rellenas, decrece a medida que la esbeltez del tubo o el esfuerzo cedente aumentan. Por otra parte, el comportamiento del tubo luego de ocurrir el pandeo local está influenciado por la esbeltez del mismo, el esfuerzo cedente (F_y) y la resistencia a compresión del hormigón (F_c). El comportamiento tensión deformación post pandeo del tubo se degrada con pendiente negativa hasta $2.0\epsilon_y$ que es la deformación a la que la deformación por pandeo se propaga a las paredes adyacentes.

Esta investigación propone una curva trilineal esfuerzo deformación para representar el comportamiento del acero en tubos de hormigón relleno, como se muestra en la Figura 2-12.

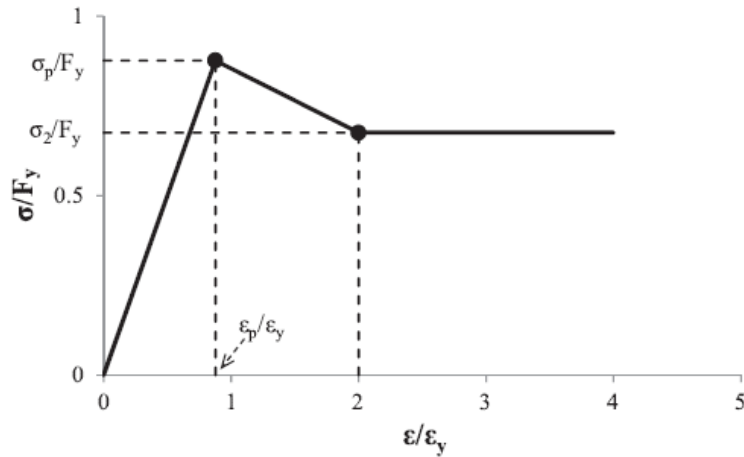


Figura 2-12 Diagrama tensión deformación considerando degradación de resistencia y pandeo local en tubos rectangulares rellenos [10]

El diagrama se puede definir entonces por las expresiones:

$$\sigma_p = (1.12 - 0.11\lambda_{\text{coeff}}) \cdot \epsilon_y \leq 1.0 \quad (11)$$

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_s} \quad (12)$$

$$\sigma_2 = 0.87 - 0.0055 \left(\frac{B}{T} - \frac{F_y}{f'_c} \right) \quad (13)$$

Dónde:

σ_p : Deformación a la cual ocurre el pandeo local del tubo.

F_y : Esfuerzo cedente del tubo

F_c : Resistencia a compresión del hormigón

E_s : Módulo de elasticidad del acero

B/T : Relación ancho del tubo y espesor

$$\lambda_{\text{coeff}} = \frac{B/T}{\sqrt{E_s/F_y}}$$

Modelo constitutivo del hormigón para secciones rectangulares rellenas:

El esfuerzo pico del hormigón (F_{cp}) está influenciado por la esbeltez del tubo, el esfuerzo cedente (F_y) y la resistencia a compresión del hormigón (F_c).

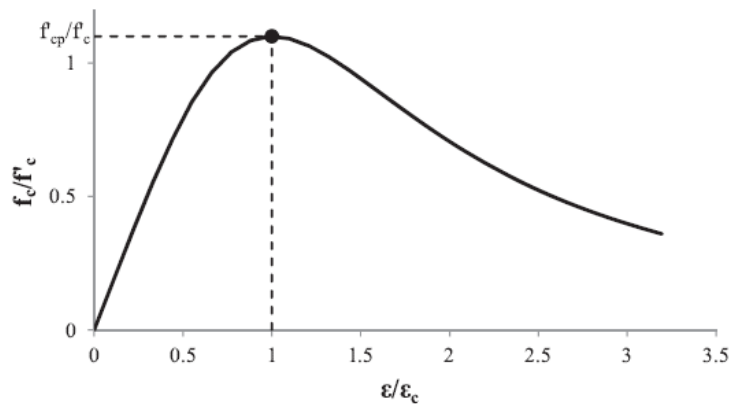


Figura 2-13 Diagrama tensión deformación del hormigón en tubos rectangulares rellenos [10]

En la Figura 2-13 Diagrama tensión deformación del hormigón en tubos rectangulares rellenos se puede observar como el comportamiento post-pico se degrada mucho más rápido al modelo de Popovics para hormigón no confinado [35]. Los autores exponen que este resultado se debe a las limitaciones de los modelos realizados al no considerar completamente el efecto de la dilatación volumétrica del hormigón el cual genera efectos beneficiosos para el confinamiento del hormigón. Esta limitación se hace más importante a medida que la resistencia del hormigón aumenta. Basados en las observaciones hechas a los ensayos, esta investigación mantiene, de forma conservadora, el comportamiento post-pico del hormigón como el de un hormigón no confinado.

Los parámetros para determinar la forma de la curva tensión deformación del hormigón para secciones rectangulares rellenas se presentan a continuación:

$$f_c = f'_{cp} \times \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \times \frac{n}{n-1 + (\varepsilon/\varepsilon_c)} \quad (12)$$

$$n = 0.085f'_c + 1.0 \quad (13)$$

$$\varepsilon_c = \frac{f'_c}{E_c} \times \frac{n}{n-1} \quad (14)$$

$$f'_{cp} = 0.8 + 0.18 \times \left(\frac{B/T}{100} + \frac{F_y/f'_c}{30} \right) \leq 1.10 \quad (15)$$

Modelo constitutivo del acero para secciones circulares rellenas:

La curva se define como bilineal con un valor máximo de tensión de $0.9F_y$ para todos los casos, y un comportamiento post pico lineal, por tanto, se ignora la degradación de resistencia post pico considerando el comportamiento elástico perfectamente plástico como se muestra en la Figura 2-14 Diagrama tensión deformación del acero en tubos circulares rellenos

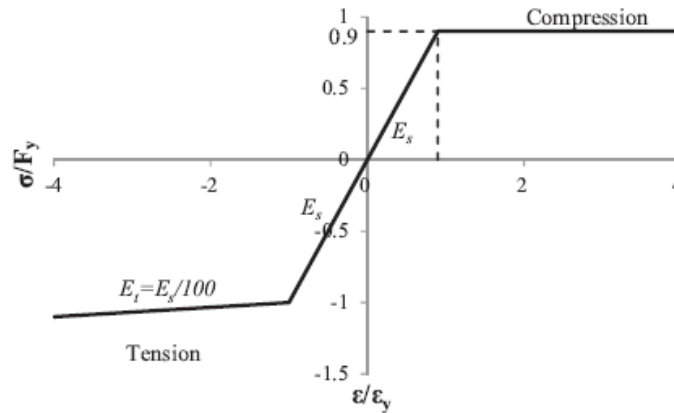


Figura 2-14 Diagrama tensión deformación del acero en tubos circulares rellenos [10]

La reducción al 90% del esfuerzo cedente en la rama a compresión, se debe principalmente al efecto de estado multiaxial de tensiones presente en el tubo. De forma conservadora, no se considera el aumento de resistencia en la rama a tracción por este efecto multiaxial.

Modelo constitutivo del hormigón para secciones circulares rellenas:

El modelo propuesto para el hormigón en secciones circulares rellenas, es el de un modelo elástico perfectamente plástico, que, según esta investigación, que pretende representar el efecto del confinamiento del hormigón en secciones tubulares rellenas. Se define la rama ascendente del diagrama con la siguiente función:

$$f_{cp} = f'_c \times \left(1.0 - 0.11 \times \left(\frac{D}{T} - \frac{F_y}{f'_c} \right) \right) \quad (14)$$

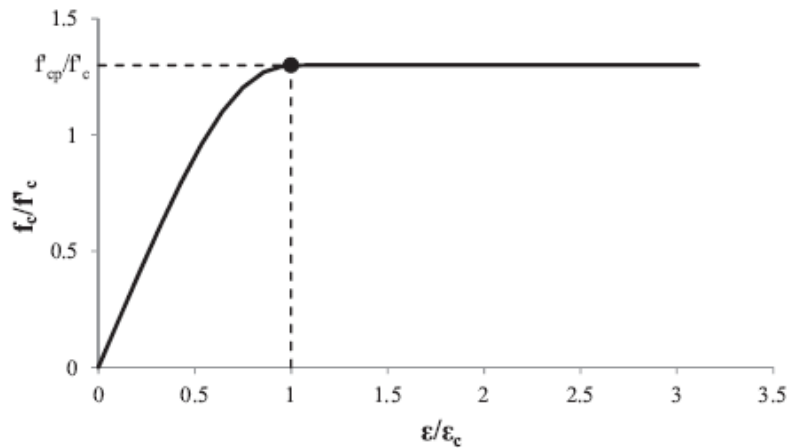


Figura 2-15 Diagrama tensión deformación del hormigón en tubos circulares rellenos [10].

3. BASE DE DATOS EXPERIMENTALES

Para la selección de un modelo constitutivo para secciones circulares rellenas y rectangulares rellenas que representara el verdadero comportamiento de una sección al estar sometida a un estado de cargas dado, se hizo una recopilación de ensayos de diversos autores, en donde figuran experimentos de diferentes variadas características geométricas y de resistencias de materiales. Se buscaron ensayos con altas relaciones de esbeltez principalmente en los cuales la relación ancha – espesor del tubo fuera alta en relación a los límites exigidos por los EUROCÓDIGOS 4 y 8, ya que el objetivo de este trabajo es el estudio de este tipo de secciones.

Se reprodujeron estos ensayos a través de un modelo matemático que incluyó los modelos constitutivos descritos en el apartado 2.6 y se determinó el error para cada uno de estos modelos y de esta forma poder seleccionar el modelo que mejor representara el comportamiento de los ensayos recopilados.

3.1 Base de datos experimentales

Se presenta en las Tablas Tabla 3-1 y Tabla 3-2 los ensayos documentados recopilados para perfiles tubulares circulares rellenos y rectangulares rellenos respectivamente. En estos se indica el diámetro o ancho del tubo (D o B), espesor de la pared del tubo (t), longitud del miembro ensayado (L), esbeltez de la sección (B/t), la resistencia a compresión del hormigón que rellena al tubo (F_c), la resistencia del acero a tracción del tubo en dirección longitudinal (F_y), la longitud del miembro ensayado (L), el porcentaje de carga axial en función de la resistencia plástica a compresión de la sección (n) y el tipo de ensayo realizado.

Geometría	Ensayo	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"	Tipo de ensayo
			D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)			
Circular relleno CCFT	Yan Xiao (2004) [17]	C1-CFT3	336	3.00	1500	112	39.1	303	2000	47%	Cíclico voladizo
	Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 51	323.9	5.50	2200	59	35	405	1600	33%	Cíclico voladizo
		CFST 34	323.9	7.50	2200	43	40	415	1920	32%	Cíclico voladizo
		CFST 64	406.4	5.50	2200	74	37	449	1000	13%	Cíclico voladizo
		CFST 42	406.4	9.50	2200	43	35	505	1920	19%	Cíclico voladizo
	Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-A-4-035	150	2.96	450	51	39.9	283	363.00	35%	Monotónico Flexo compresión
		EC4-A-4-06	150	2.96	450	51	39.9	283	612.00	59%	Monotónico Flexo compresión
		EC4-C-2-035	300	2.96	900	101	24.5	283	832	34%	Monotónico Flexo compresión
		EC4-C-4-03	300	2.96	900	101	40.7	283	1064	30%	Monotónico Flexo compresión
		EC4-C-4-04	300	2.96	900	101	39.9	283	1418	40%	Monotónico Flexo compresión
		EC4-C-8-045	300	2.96	900	101	78.1	283	2739	45%	Monotónico Flexo compresión
		EC4-D-4-04	450	2.96	1350	152	39.9	283	2943	40%	Monotónico Flexo compresión

Tabla 3-1 Recopilación de ensayos de perfiles circulares rellenos

Geometría	Ensayo	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"	Tipo de ensayo
			B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)			
Rectangular relleno CFT	V. Ricles (2004) [19]	CBC-48-46-20	302.6	5.8	1500	52	110	471	2270	20%	Cíclico voladizo
		CBC-48-80-20	292.8	6.1	1500	48	110	660	2715	22%	Cíclico voladizo
		CBC-32-46-10	303.5	8.6	1500	35	110	269	1255	11%	Cíclico voladizo
		CBC-32-46-20	303.5	8.6	1500	35	110	269	2515	22%	Cíclico voladizo
		CBC-48-46-10	302.6	5.8	1500	52	110	471	1178	10%	Cíclico voladizo
	K. TSUDA, C.i MATSU, E. MINO (1996) [20]	R06-04	150	4.5	1800	33.3	35	395	655	40%	Cíclico doblemente empotrado
		R12-02	150	4.5	3600	33.3	35	395	327.5	20%	Cíclico doblemente empotrado
		R03-05	150	4.5	900	33.3	35	395	820	50%	Cíclico doblemente empotrado

Tabla 3-2 Recopilación de ensayos de perfiles rectangulares rellenos

En las tablas Tabla 3-3 Tabla 3-4 se muestran las esbelteces límites según los Eurocódigo 4 y 8 e para secciones rectangulares rellenas y circulares rellenas.

Geometría	Ensayo	Nombre de espécimen	Esbeltez	Resistencia de materiales		D/T límite según EC4	D/T límite según EC8 para DCH	D/T límite según EC8 DCM 1	D/T límite según EC8 DCM 2
			D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)				
Circular relleno CCFT	Yan Xiao (2004) [17]	C1-CFT3	112	39.1	303	69.80	62.05	65.92	69.80
	Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 51	59	35	405	52.22	46.42	49.32	52.22
		CFST 34	43	40	415	50.96	45.30	48.13	50.96
		CFST 64	74	37	449	47.10	41.87	44.49	47.10
		CFST 42	43	35	505	41.88	37.23	39.55	41.88
	Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-A-4-035	51	39.9	283	74.73	66.43	70.58	74.73
		EC4-A-4-06	51	39.9	283	74.73	66.43	70.58	74.73
		EC4-C-2-035	101	24.5	283	74.73	66.43	70.58	74.73
		EC4-C-4-03	101	40.7	283	74.73	66.43	70.58	74.73
		EC4-C-4-04	101	39.9	283	74.73	66.43	70.58	74.73
		EC4-C-8-045	101	78.1	283	74.73	66.43	70.58	74.73
		EC4-D-4-04	152	39.9	283	74.73	66.43	70.58	74.73
		EC4-D-4-06	152	40.7	283	74.73	66.43	70.58	74.73
		C06F3M	51	64.33	420	50.36	44.76	47.56	50.36
		C06F5M	51	61.88	420	50.36	44.76	47.56	50.36

Tabla 3-3 Esbelteces límites para perfiles circulares rellenos según EC4 y EC8.

Geometría	Ensayo	Nombre de espécimen	Esbeltez	Resistencia de materiales		B/T límite según EC4	B/T límite según EC8 para DCH	B/T límite según EC8 DCM 1	B/T límite según EC8 DCM 2
			B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)				
Rectangular relleno SCFT	V. Ricles (2004) [19]	CBC-48-46-20	47	110	471	36.73	16.95	26.84	36.73
		CBC-48-80-20	48	110	660	31.03	14.32	22.67	31.03
		CBC-32-46-10	35	110	269	48.60	22.43	35.52	48.60
		CBC-32-46-20	35	110	269	48.60	22.43	35.52	48.60
		CBC-48-46-10	48	110	471	36.73	16.95	26.84	36.73
	K. TSUDA, C.i MATSU, E. MINO (1996) [20]	R06-04	33.3	35	395	40.11	18.51	29.31	40.11
		R12-02	33.3	35	395	40.11	18.51	29.31	40.11
		R03-05	33.3	35	395	40.11	18.51	29.31	40.11

Tabla 3-4 Esbelteces límites para perfiles rectangulares rellenos según EC4 y EC8.

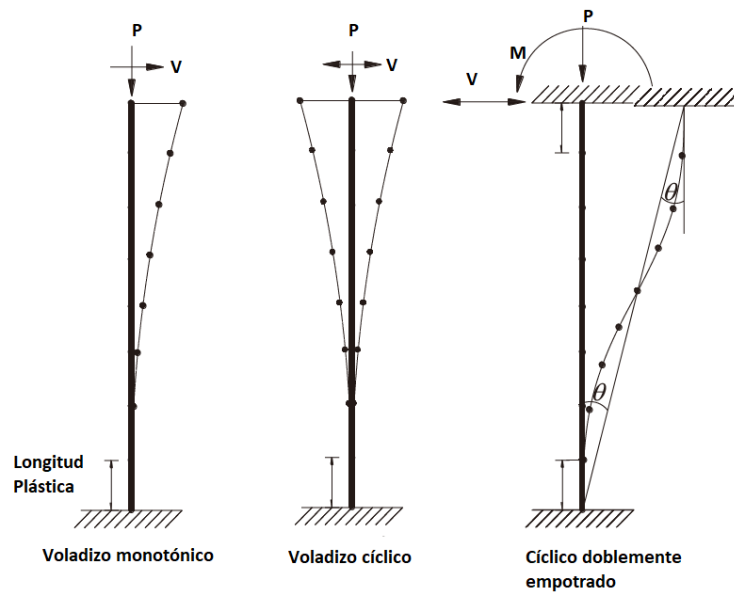


Figura 3-1 Ensayo voladizo monotónico, cíclico y cíclico doblemente empotrado.

4. MODELO IMPLEMENTADO

4.1 Determinación del diagrama Momento-Curvatura

Para la determinación del diagrama momento curvatura de las secciones a estudiar, se hizo una discretización de la sección transversal dividiéndola en 500 franjas de igual espesor. En el modelo matemático empleado se incluyó la ley constitutiva del acero y del hormigón de cada uno de los modelos descritos en las investigaciones en el apartado 2.7 de este documento

Conocidas las propiedades geométricas, resistencias de materiales y valor de carga axial para cada uno de los ensayos, se realiza el diagrama momento-curvatura aplicando gradualmente deformaciones en la fibra más traccionada de la sección transversal e iterando el valor de la profundidad del eje neutro para alcanzar el equilibrio de fuerza axial. El equilibrio se logra cuando la integración de las fuerzas en cada una de las fibras (siguiendo la ley constitutiva del material), se iguala al valor de carga axial aplicada en el ensayo. Una vez obtenido el equilibrio axial se determina el momento resistente de la sección con respecto al centro plástico de esta y la curvatura asociada a este estado de deformación, obteniéndose así el par de puntos momento-curvatura. El procedimiento se repite aumentando gradualmente la deformación a tracción hasta obtener un número significativo de puntos que definen el diagrama momento-curvatura.

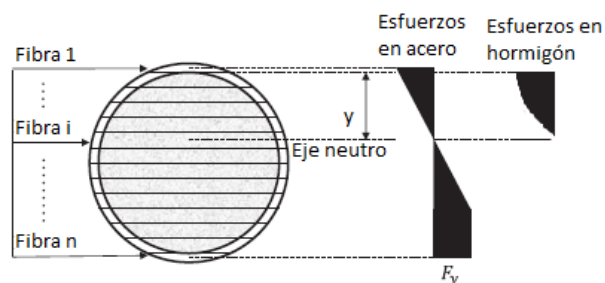


Figura 4-1 Integración de fuerzas en el análisis por fibras.

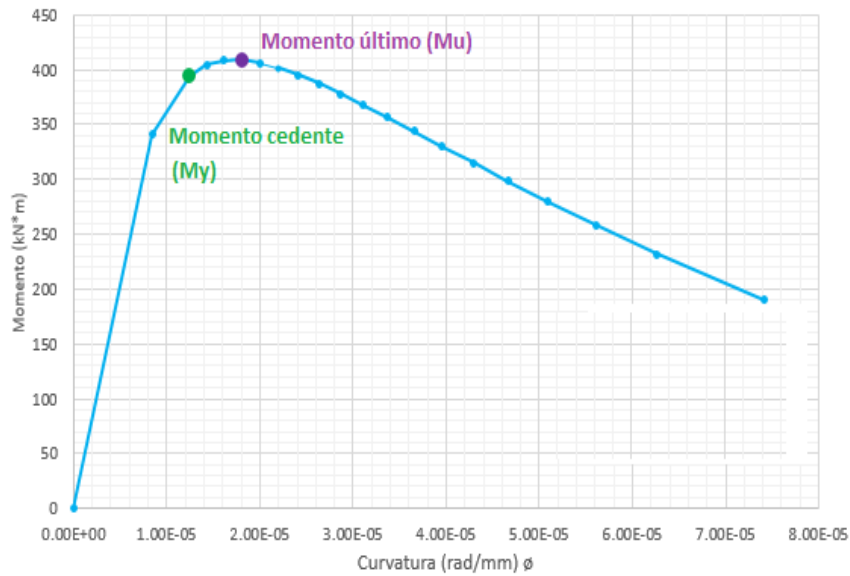


Figura 4-2 Diagrama momento-curvatura típico.

En el diagrama momento-curvatura, el punto de la primera cedencia o de momento cedente y curvatura cedente (M_y , ϕ_y) se obtiene fijando la deformación de la fibra más traccionada de acero en la deformación cedente del material (ϵ_y), a partir de estado de deformaciones impuesto se obtiene mediante integración de fuerzas en la sección transversal el par de punto momento curvatura, como se muestra en la Figura 4-3.

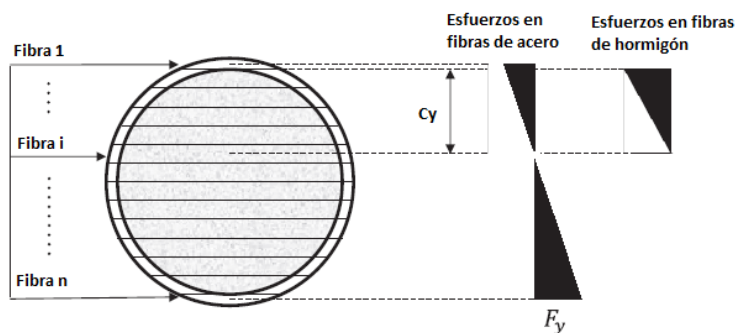


Figura 4-3 Estado de tensiones para momento y curvatura cedente.

El momento y curvatura último o de máxima resistencia (M_u , ϕ_u) será el punto de máximo momento flector que puede lograr la sección antes de decaer su resistencia. Este punto suele delimitar el punto máximo antes de que ocurra la falla a compresión de la sección, ya sea por el pandeo local del tubo o ruptura del mismo con una consecuente degradación de resistencia siguiendo la ley de los modelos constitutivos de los materiales.

La ductilidad de curvatura μ_ϕ suele expresarse como la razón entre la curvatura última y la curvatura cedente ϕ_u/ϕ_y , parámetro que da un indicio de que tan competente es la sección para incursionar en el rango inelástico antes de alcanzar su máxima resistencia.

Es usual que cuando las secciones tienen cierta capacidad de mantener su ductilidad sin una caída brusca de resistencia luego de alcanzar su resistencia máxima, se asocie la ductilidad de curvatura con el 90% de la resistencia máxima alcanzada en la zona de caída, o con lo que es lo mismo, una caída de resistencia del 10% (Priestley & Paulay, 1992) como se muestra en la Figura 4-4

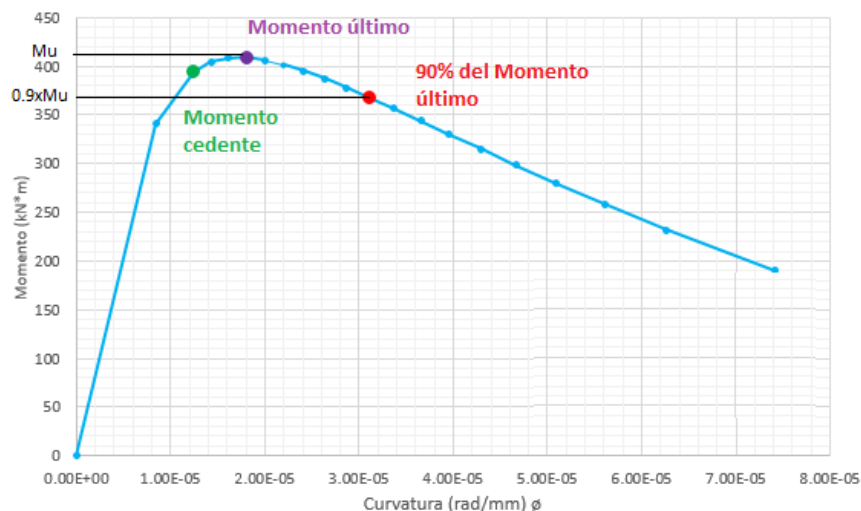


Figura 4-4 Diagrama momento-curvatura considerando el 90% de la resistencia máxima.

De esta forma, y dado que las secciones a evaluar cuentan con una capacidad importante de deformación inelástica luego de alcanzar su resistencia máxima, el criterio utilizado en este trabajo para evaluar la ductilidad de curvatura o desplazamiento (como se verá más adelante) será considerando esta caída del 10% de la resistencia máxima.

4.2 Determinación del diagrama fuerza horizontal-drift o fuerza horizontal vs desplazamiento

Conocido el diagrama momento curvatura de una sección y la longitud del miembro con sus condiciones de contorno, se puede obtener el diagrama fuerza horizontal vs drift o deriva. La utilidad de conocer este diagrama radica en poder conocer cuál es el máximo desplazamiento lateral que puede llegar a alcanzar un miembro antes de decaer su resistencia y colapsar. Conocer esta relación es de gran importancia en el diseño sismorresistente que es precisamente el desplazamiento uno de los condicionantes de diseño, y más aún en estructuras conformadas por este tipo de sistemas en donde las investigaciones en cuanto al desempeño sismorresistente son escasas y recientes.

Para la estimación de la ductilidad de desplazamiento se sigue el mismo criterio que en la obtención de la ductilidad de curvatura, es decir se determinara a partir del máximo desplazamiento obtenido para una caída de resistencia del 90%.

Se entiende como drift (Θ) al ángulo de distorsión que forma el elemento desplazado con respecto a su posición inicial, Figura 4-5

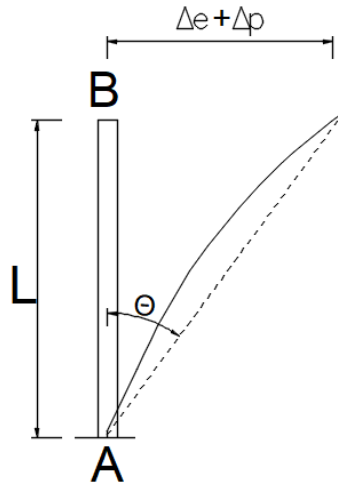


Figura 4-5 Drift en miembros en voladizo.

Sabiendo que la máxima deformación lateral del miembro viene dada por la suma de la contribución de la deformación elástica (Δe) más la deformación plástica (Δp). El drift se define como:

$$\Theta = \frac{\Delta e + \Delta p}{L} \quad (15)$$

Dónde:

Δe : Deformación elástica

Δp : Deformación plástica

L: Longitud del miembro

El valor de la deformación elástica en función de la longitud del miembro viene dado por:

$$\Delta e = \int_0^L \theta(x) dx = \int_0^L \varphi y \times \left(x - \frac{x^2}{2L} \right) dx = \varphi y \frac{L^2}{3} \quad (16)$$

Dónde:

$\theta(x)$: Rotación en función de x , siendo x la distancia medida de A a B en la Figura 4-5

φ_y : Curvatura cedente

L : Longitud total del miembro.

El valor de la deformación plástica (Δp) en función de la longitud del miembro (aceptando que la longitud plástica es pequeña con respecto a la longitud total del miembro), se tiene que:

$$\Delta p = \theta_p \times L_p \times L = (\varphi_u - \varphi_y) \times L_p \times L \quad (17)$$

Dónde:

θ_p : Rotación plástica.

φ_y : Curvatura cedente.

φ_u : Curvatura última.

L : Longitud total del miembro.

L_p : Longitud plástica, la cual se define como la distancia del miembro en la cual la zona más traccionada de la sección ya entro en cedencia, como se ve en la Figura 4-6.

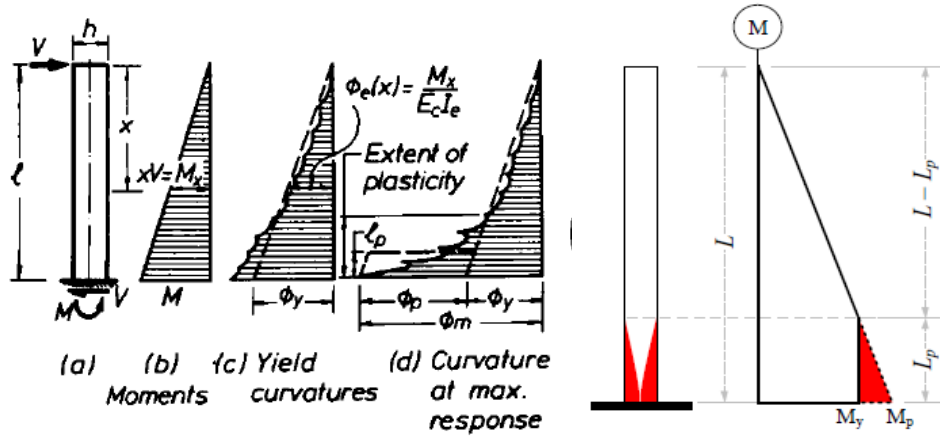


Figura 4-6 Definición esquemática de la longitud plástica (Paulay and Priesley, 1992).

Para una sección con geometrías y propiedades de los materiales definidas, un valor de carga axial aplicado y conocidas las ecuaciones constitutivas de los materiales, es factible conocer su diagrama momento curvatura. Se puede hacer la transformación de curvaturas a drift de la siguiente forma:

$$\Theta = \begin{cases} \frac{\Delta e}{L} = \frac{\phi L}{3} & \text{Si } \phi \leq \phi_y \end{cases} \quad (18)$$

$$\Theta = \begin{cases} \frac{\Delta p + \Delta e}{L} = \frac{\phi_y L}{3} + (\phi - \phi_y) \times L_p & \text{Si } \phi > \phi_y \end{cases} \quad (19)$$

La fuerza horizontal en el tope del miembro (Figura 4-7) se obtiene por equilibrio de fuerzas. En el cálculo de esta fuerza horizontal se debe considerar el efecto de segundo orden debido a la excentricidad de la carga axial al deformarse lateralmente el miembro, ya que el momento flector en la base se originará por la contribución de este momento de primer orden M_1 y el momento de segundo orden M_2 .

(20)

$$M = M_1 + M_2$$

(21) (22)

$$M_1 = H \times L \quad M_2 = \Delta t \times P$$

Se define la fuerza horizontal como:

$$H = \frac{M}{L} - \frac{P \times \Delta t}{L} = \frac{M}{L} - P \times \Theta \quad (23)$$

Dónde:

H: Fuerza horizontal aplicada en el extremo del miembro

P: Carga axial en el miembro

Δt : Deformación lateral total (elástica más plástica)

L: Longitud del miembro

Θ : Drift del miembro

M: Momento flector en la base del miembro

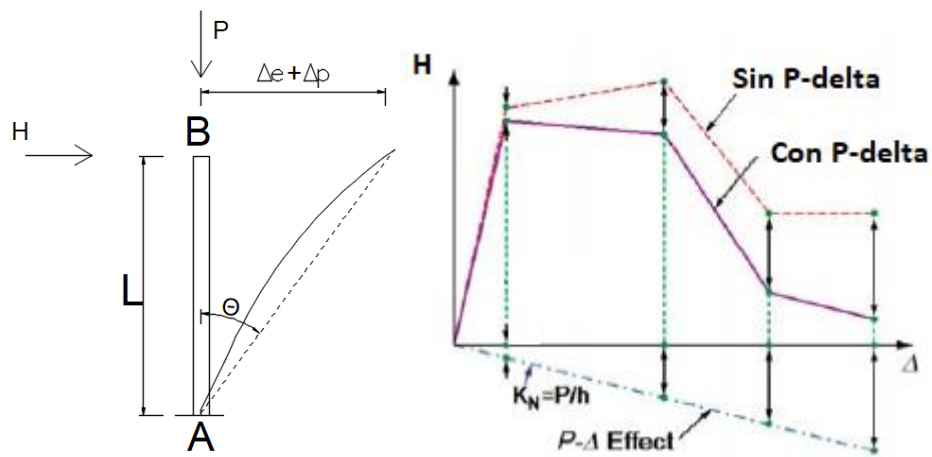


Figura 4-7 Miembro en voladizo sometido a fuerza horizontal y axial.

5. VALIDACIÓN DE MODELO

5.1. Parámetros de comparación

Se hace la comparación de los tres modelos constitutivos de los materiales expuestos en la parte 2.7 de este documento: Sakino (parte 2.7.1), Kawano (parte 2.7.2) y Varma (parte 2.7.3) tanto para secciones rectangulares y circulares con los ensayos recopilados en las Tablas Tabla 3-1 y Tabla 3-2. Se estableció como criterio de comparación entre el resultado de los modelos y el resultado de los ensayos la fuerza horizontal máxima o momento máximo (según fuera el caso), la ductilidad de desplazamiento ($\mu\Delta$) alcanzada para el 90% y 80% de la resistencia máxima en la rama de caída.

Para el caso de ensayos momento curvatura el criterio de comparación se hace igualmente mediante la resistencia máxima alcanzada y la ductilidad de curvatura ($\mu\phi$) alcanzada para el 90% de la resistencia máxima en la rama de caída, como se muestra en la Figura 4-4. En los ensayos donde no se aprecia caída de resistencia, se realiza la comparación con la máxima ductilidad alcanzada y la resistencia máxima.

Se determina el error como el valor del modelo entre el valor del ensayo para cada parámetro evaluado: resistencia máxima (R_{max}), ductilidad al 10% (μ_{90}) y ductilidad al 20% (μ_{80}).

$$x = \frac{\text{Valor de modelo}}{\text{Valor de ensayo}}$$

Para seleccionar el modelo con mejor ajuste se determina la desviación estándar para cada uno de los errores de cada parámetro para el total de ensayos, la desviación estándar viene dada por:

$$DE = \sqrt{\frac{\sum |x - \bar{x}|^2}{n}} \quad (24)$$

Dónde:

x: Valor de cada error por parámetro evaluado

\bar{x} : Promedio de errores por parámetro evaluado

n: Número de valores (ensayos)

Se determina el coeficiente de variabilidad (COV) para cada parámetro evaluado de la forma:

$$COV = \frac{DE}{\bar{x}} \quad (25)$$

De forma de garantizar que solo el 10% de los casos supere al valor promedio Se genera una distribución normal logarítmica de la forma:

$$F = \frac{1}{\sqrt{2 \times \pi} \times g} \times e^{\left(\frac{-(\ln(x)-l)^2}{2 \times g^2}\right)} \quad (26)$$

La probabilidad acumulada vendrá dada por:

$$P = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2 \times \pi} \times g} \times e^{\left(\frac{-(\ln(x)-l)^2}{2 \times g^2}\right)} \quad (27)$$

Dónde:

F: Frecuencia

P: Probabilidad, fijada al 10%

x: Valor del error buscado para el cual el 10% de los casos no lo superan

g: Desviación estándar considerando el cambio de variable:

$$g = \sqrt{\ln(1 + COV^2)} \quad (28)$$

I: Media considerando el cambio de variable:

$$I = \ln(\bar{x}) - 0.5 \times g^2 \quad (29)$$

El factor de modificación será:

$$FM = \frac{x}{\bar{x}} \quad (30)$$

Dónde:

\bar{x} : Promedio de errores del parámetro evaluado

x: Valor del error buscado para el cual el 10% de los casos no lo superan

Este procedimiento se realizará para todos los parámetros a comparar entre los resultados dados por el ensayo y el modelo, y para cada propuesta de modelo constitutivo expuesto en la parte 2.7 de este documento.

5.2. Selección de los modelos constitutivos

Tanto para los modelos constitutivos de materiales de secciones rectangulares como de circulares rellenos, la selección del modelo más óptimo en representar la base de ensayos recopilados se hizo revisando que el promedio de errores de cada parámetro evaluado fuera el más cercano a la unidad. Por otra parte, sabiendo que el modelo más estable es aquel que es aquél en el cual el factor de modificación (FM) es el más cercano a la unidad por cada parámetro evaluado

Para la comparación de estos parámetros (resistencia máxima, ductilidad al 90% y ductilidad al 80%), se les asignan diferentes pesos y con esto garantiza que para todas las posibles combinaciones de pesos el mejor ajuste siempre recaiga en el mismo modelo, es decir, el mismo modelo obtendrá la mayor puntuación para todas las combinaciones. Este puntaje se obtiene mediante la fórmula:

$$Puntuación = Q_1 \times FM_{Vmax} + Q_2 \times FM_{\mu_{90}} + Q_3 \times FM_{\mu_{80}} \quad (31)$$

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 = 1 \quad (32)$$

Dónde:

Q_1, Q_2, Q_3 : Pesos asignados a V_{max} , μ_{90} y μ_{80} respectivamente

FM: Factor de modificación para cada parámetro

En la Tabla 5-1 se muestran los pesos utilizados para obtener la puntuación del modelo:

Combinación	Q1 (Vmax)	Q2 ($\mu\Delta$ 90%)	Q3 ($\mu\Delta$ 80%)
Peso 1	0.40	0.50	0.10
Peso 2	0.50	0.40	0.10
Peso 3	0.30	0.60	0.10
Peso 4	0.60	0.30	0.10
Peso 5	0.40	0.40	0.20
Peso 6	0.33	0.33	0.33

Tabla 5-1 Valores de pesos de parámetros para comparación de modelos

5.1 Comparación de ensayos con modelos constitutivos de materiales

A continuación, se hace la comparación de los modelos constitutivos expuestos en el apartado 2.6 de Sakino, Kawano y Varma con los ensayos recopilados en las tablas Tabla 3-1 y Tabla 3-2.

5.1.1 Ensayos rectangulares

Ensayo 1	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	fc (MPa)	Fy (MPa)		
V. Ricles (2004) [19]	CBC-48-46-20	302.6	5.8	1500	52	110	471	2270	20%

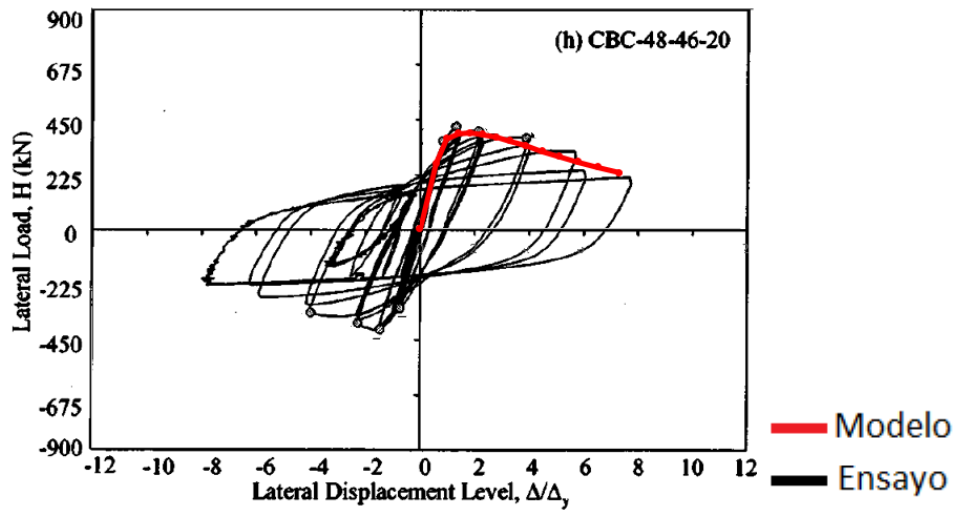


Figura 5-1 Ensayo 1 comparación modelo Sakino rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

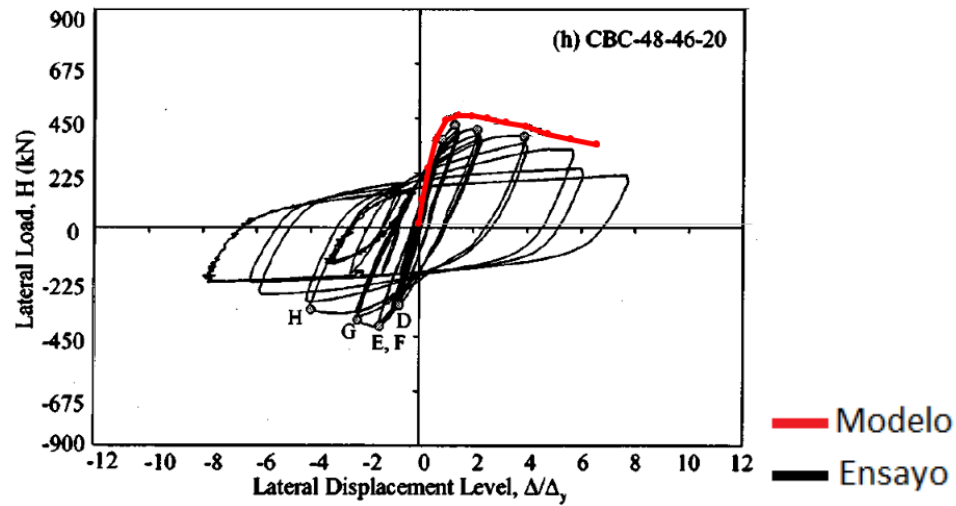


Figura 5-2 Ensayo 1 comparación modelo Kawano rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

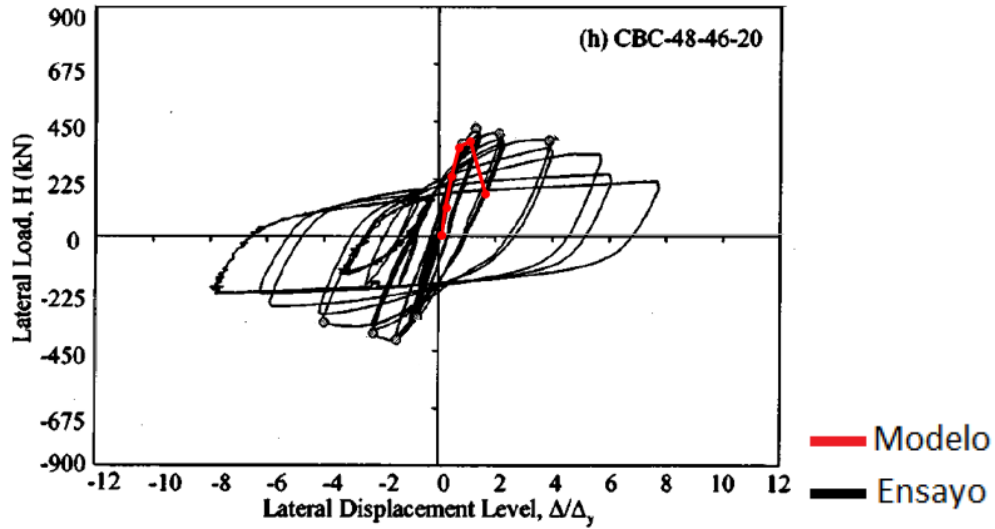


Figura 5-3 Ensayo 1 comparación modelo Varma rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

Ensayo 2	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
V. Ricles (2004) [19]	CBC-48-80-20	292.8	6.1	1500	48	110	660	2715	22%

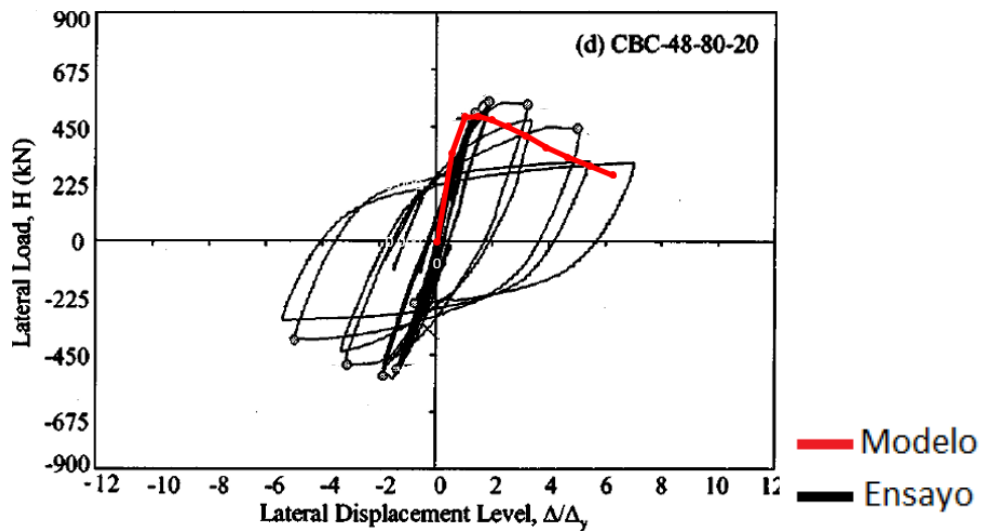


Figura 5-4 Ensayo 2 comparación modelo Sakino rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

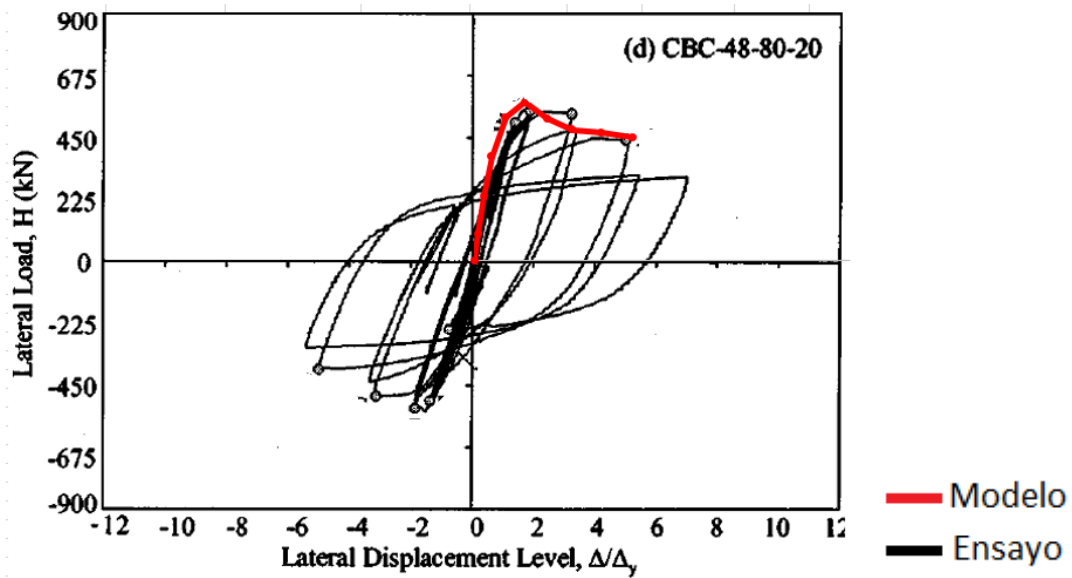


Figura 5-5 Ensayo 2 comparación modelo Kawano rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

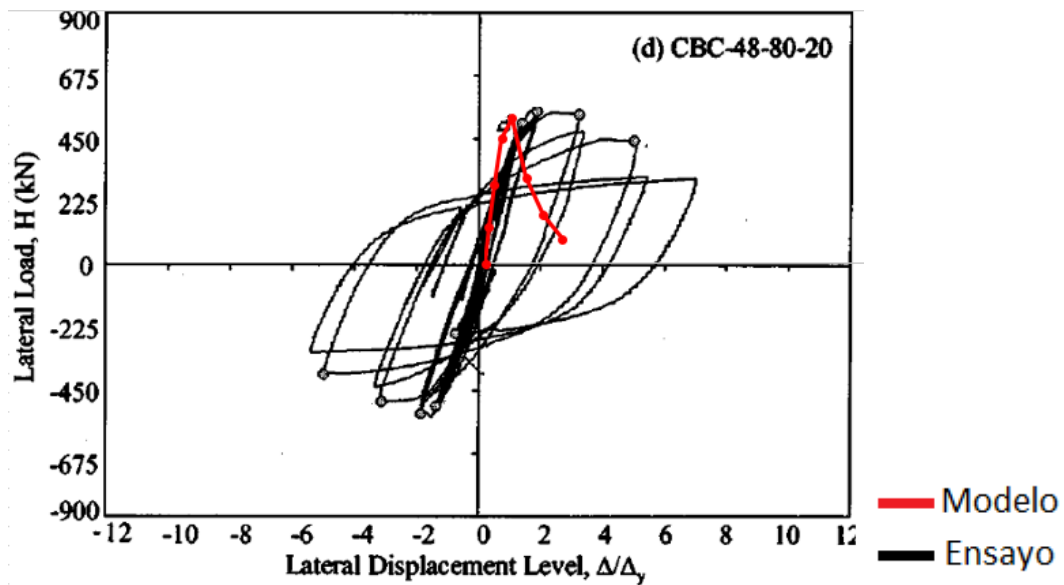


Figura 5-6 Ensayo 2 comparación modelo Varma rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento desplazamiento/desplazamiento cedente.

Ensayo 3	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
V. Ricles (2004) [19]	CBC-32-46-20	303.5	8.6	1500	35	110	269	2515	11%

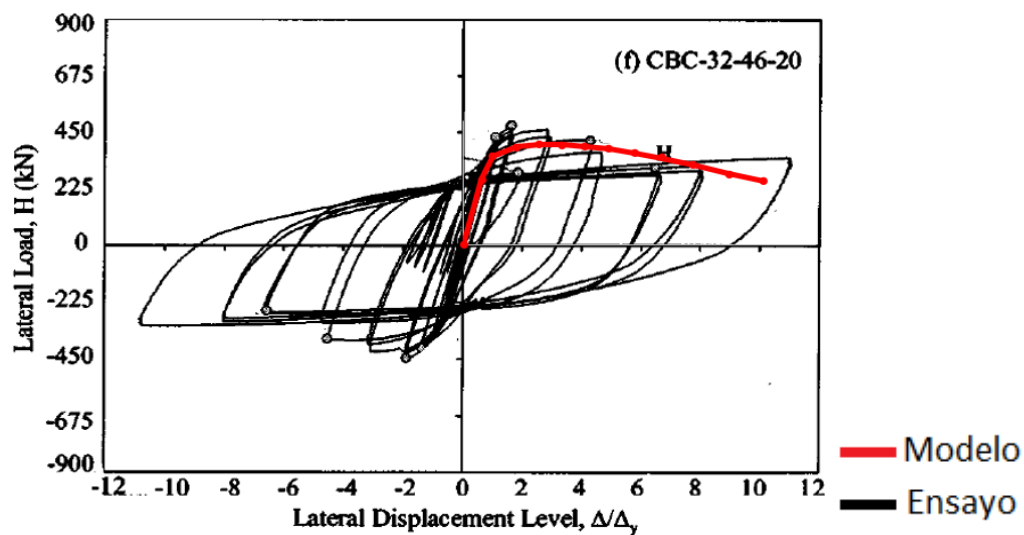


Figura 5-7 Ensayo 3 comparación modelo Sakino rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

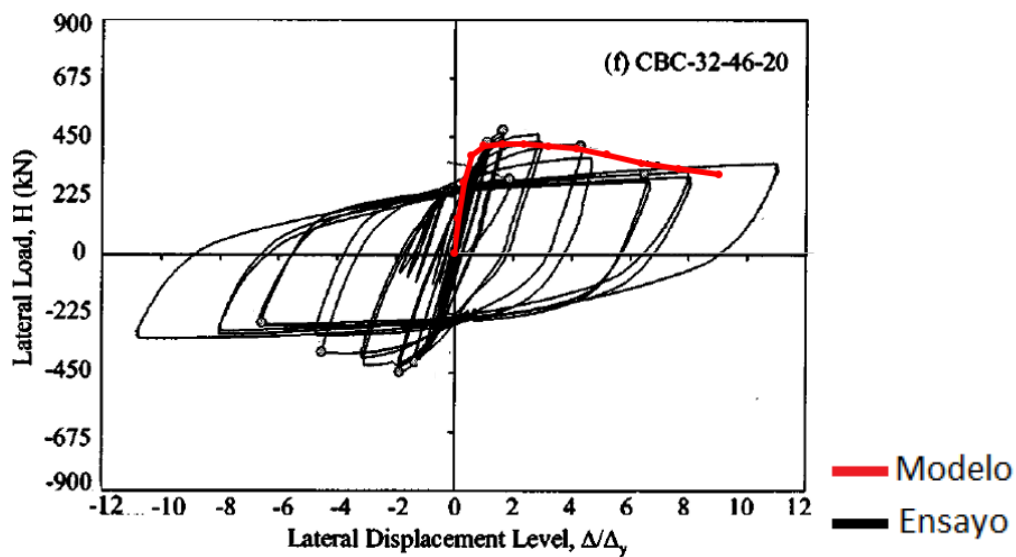


Figura 5-8 Ensayo 3 comparación modelo Kawano rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

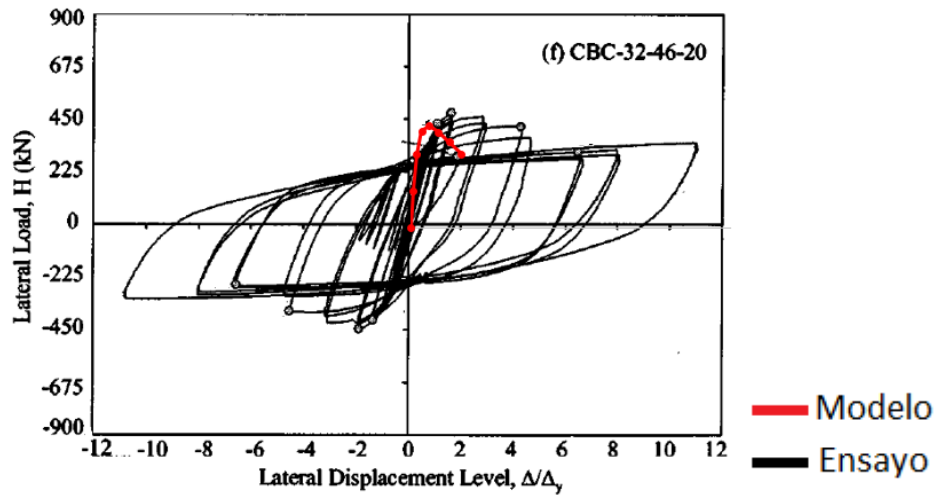


Figura 5-9 Ensayo 3 comparación modelo Varma rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

Ensayo 4	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
V. Ricles (2004) [19]	CBC-48-46-10	302.6	5.8	1500	52	110	471	1178	10%

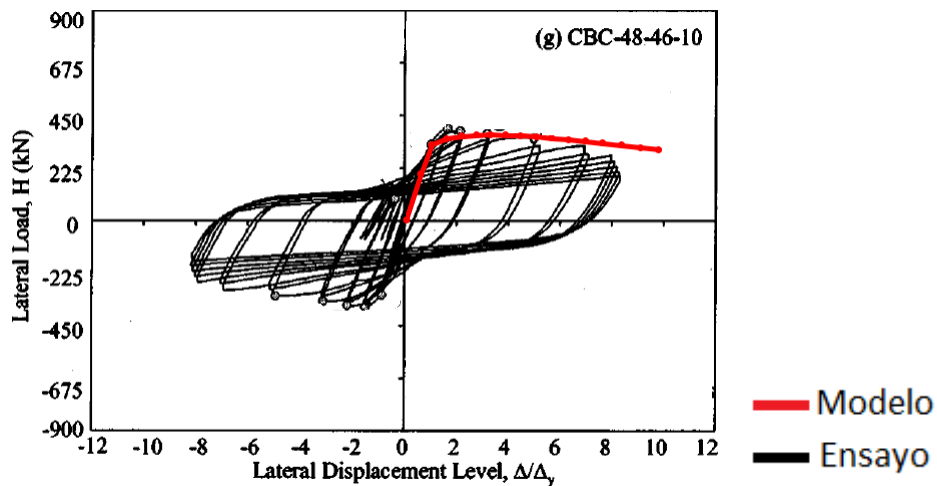


Figura 5-10 Ensayo 4 comparación modelo Sakino rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

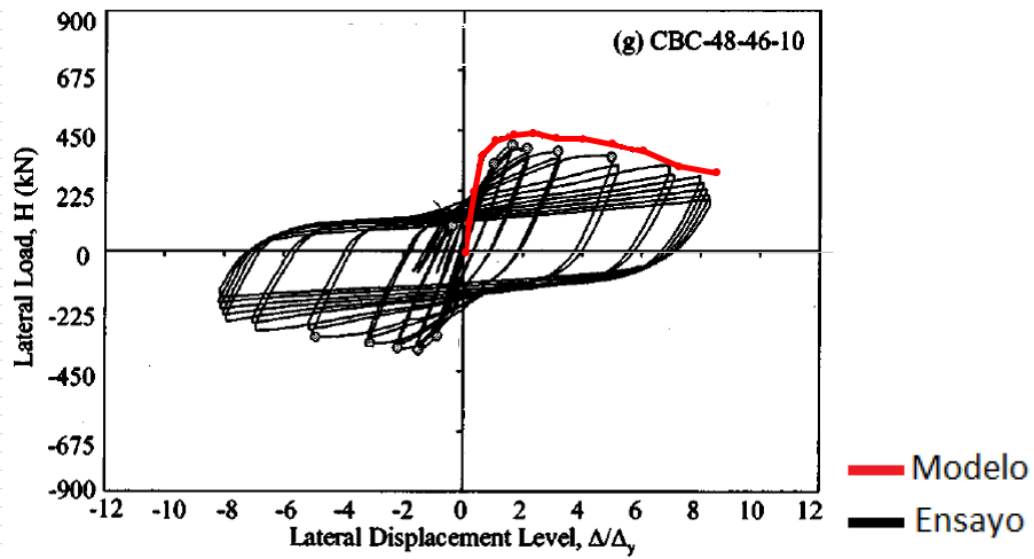


Figura 5-11 Ensayo 4 comparación modelo Kawano rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

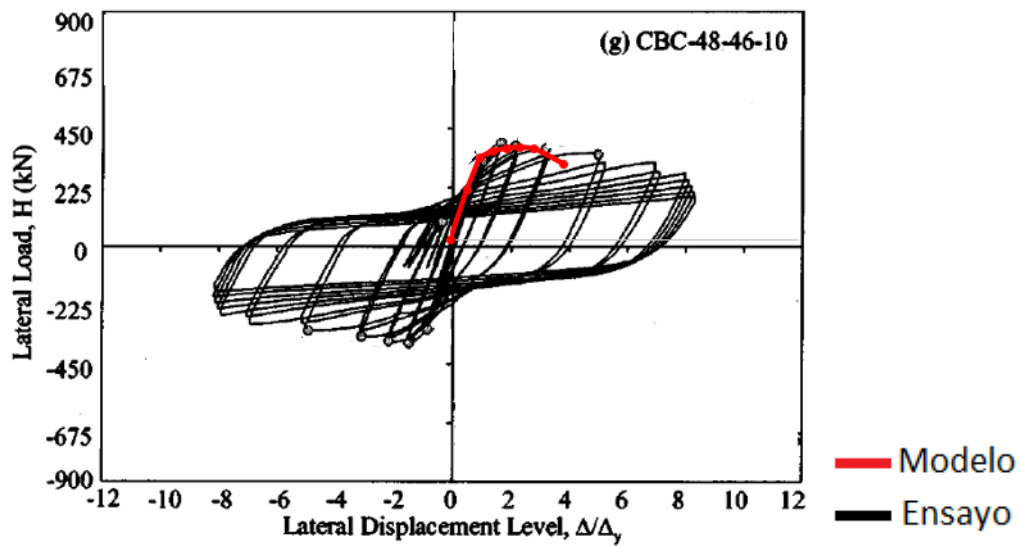


Figura 5-12 Ensayo 4 comparación modelo Varma rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

Ensayo 5	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
V. Ricles (2004) [19]	CBC-32-46-10	303.5	8.6	1500	35	110	269	1255	10%

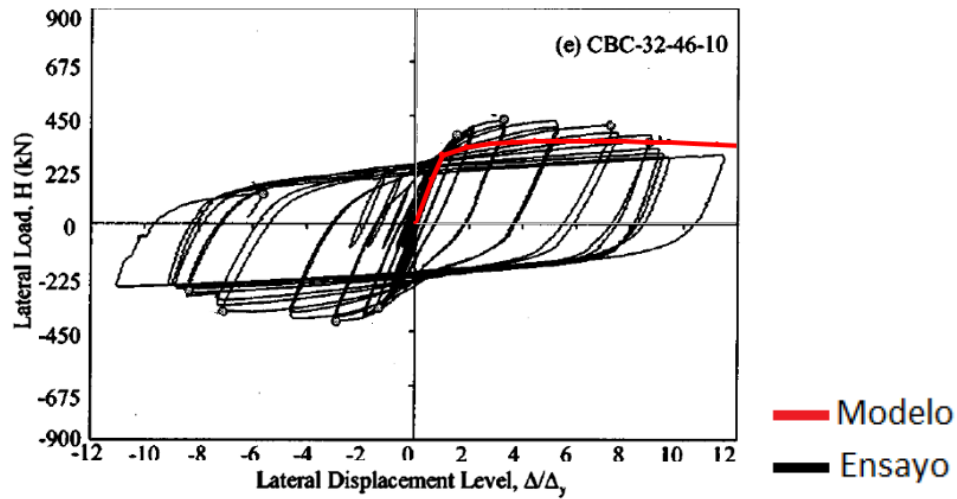


Figura 5-13 Ensayo 5 comparación modelo Sakino rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

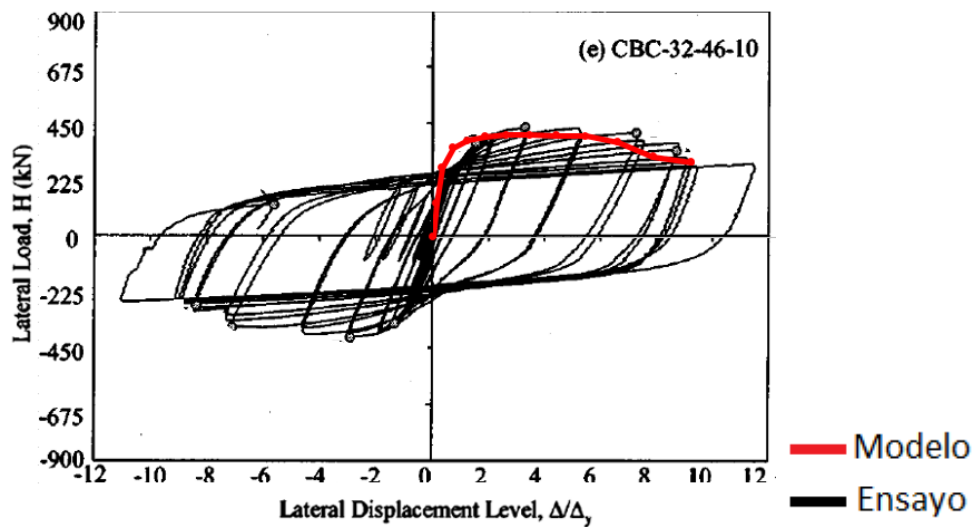


Figura 5-14 Ensayo 5 comparación modelo Kawano rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

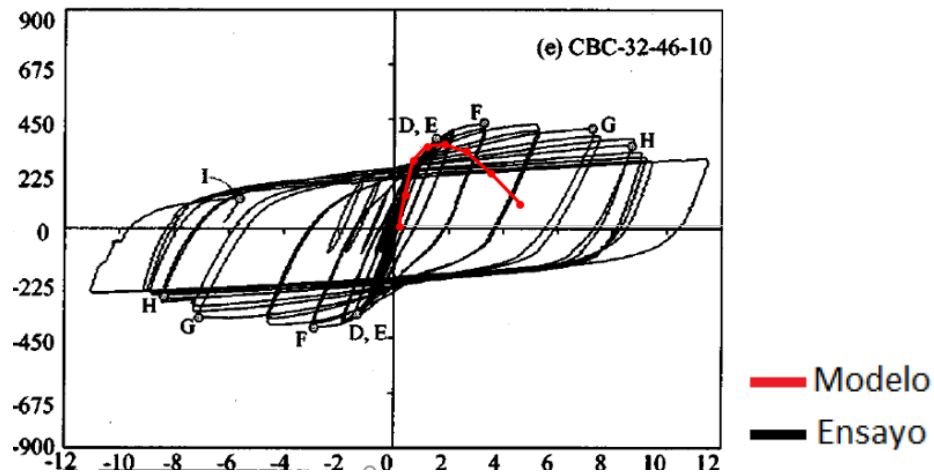


Figura 5-15 Ensayo 5 comparación modelo Varma rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento/desplazamiento cedente.

Ensayo 6	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
K. TSUDA, C.i MATSU, E. MINO (1996) [20]	R06-04	150	4.5	1800	33.3	35	395	655	40%

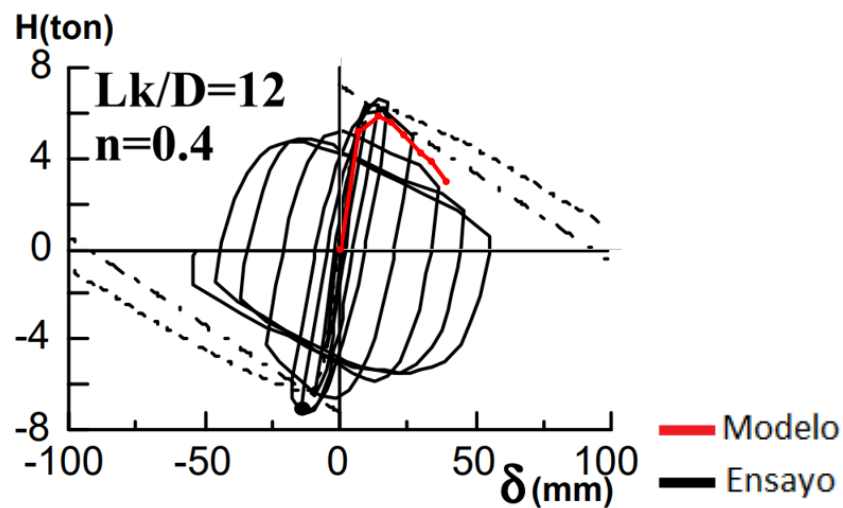


Figura 5-16 Ensayo 6 comparación modelo Sakino rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

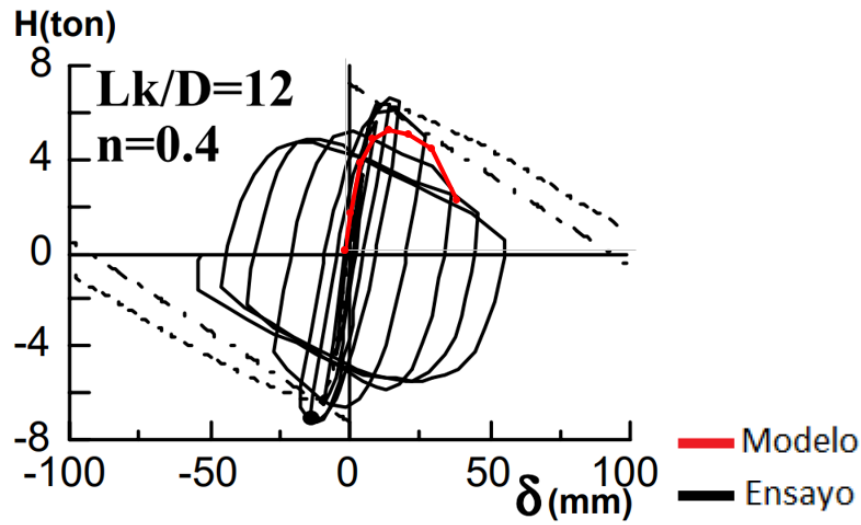


Figura 5-17 Ensayo 6 comparación modelo Kawano rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

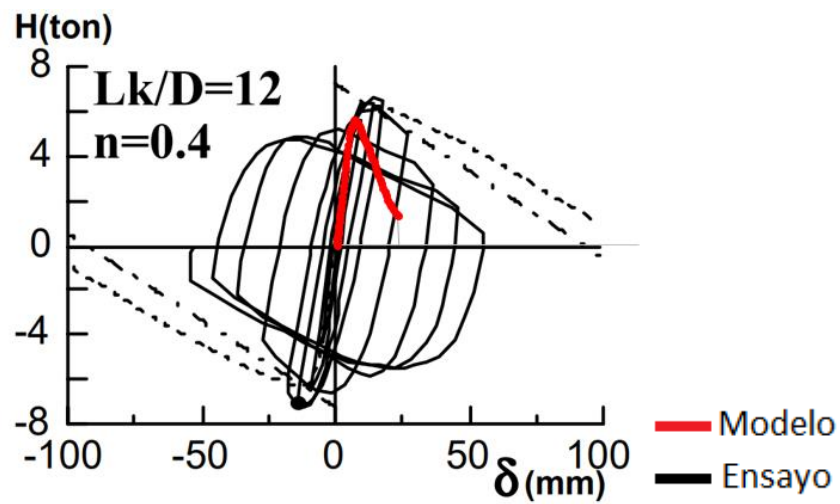


Figura 5-18 Ensayo 6 comparación modelo Varma rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

Ensayo 7	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
K. TSUDA, C.i MATSU, E. MINO (1996) [20]	R12-02	150	4.5	3600	33.3	35	395	327.5	20%

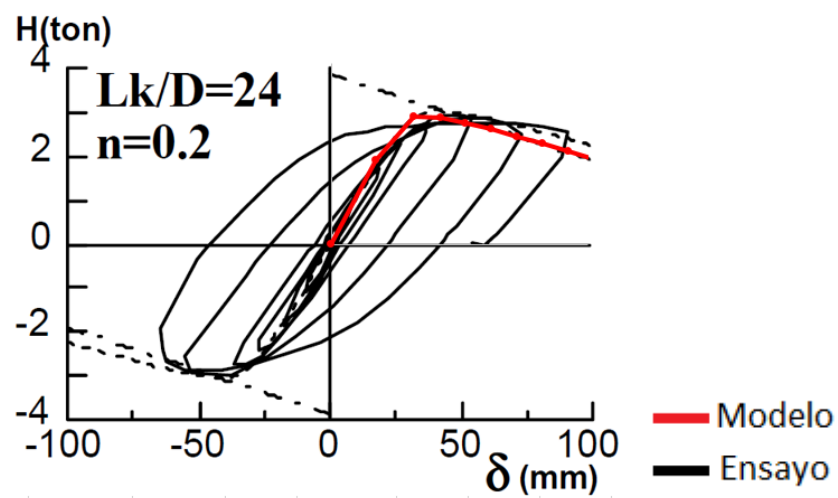


Figura 5-19 Ensayo 7 comparación modelo Sakino rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

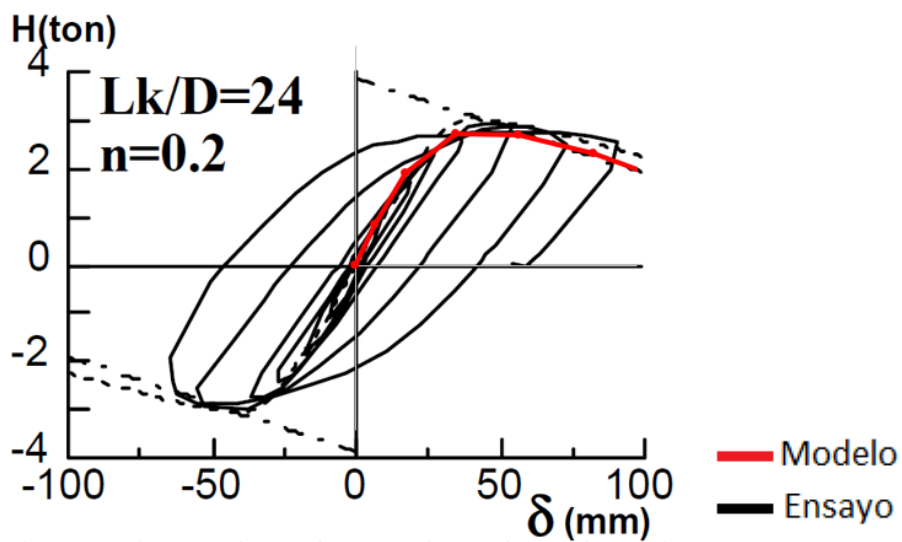


Figura 5-20 Ensayo 7 comparación modelo Kawano rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

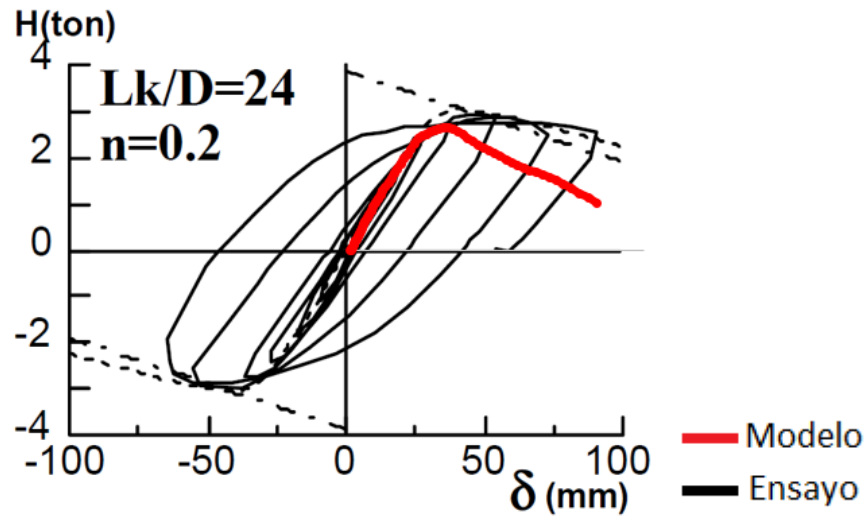


Figura 5-21 Ensayo 7 comparación modelo Varma rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

Ensayo 8	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
K. TSUDA, C.i MATSU, E. MINO (1996) [20]	R03-05	150	4.5	900	33.3	35	395	820	50%

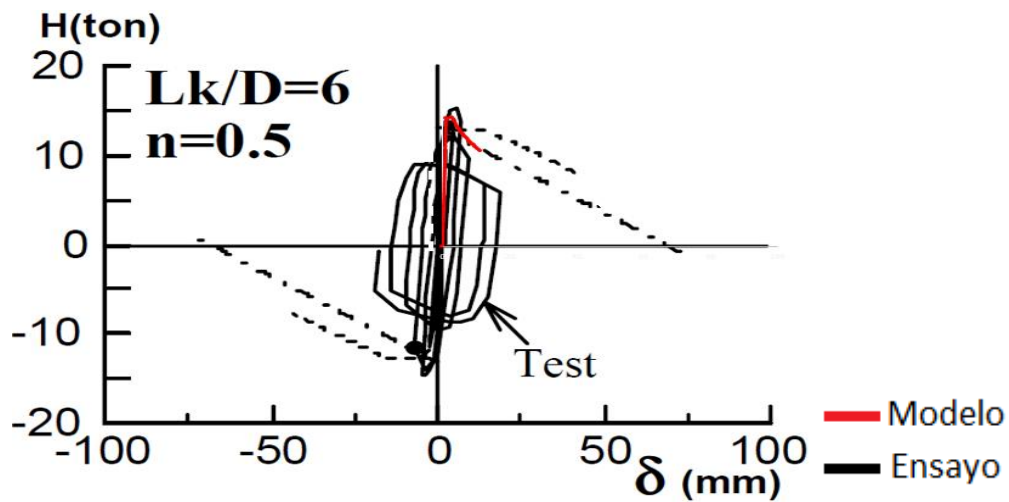


Figura 5-22 Ensayo 8 comparación modelo Sakino rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

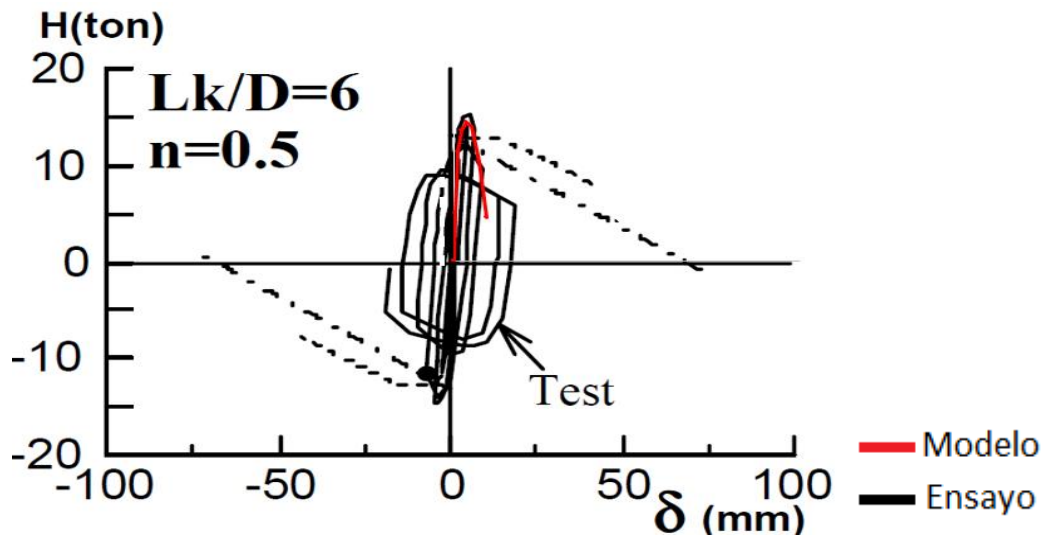


Figura 5-23 Ensayo 8 comparación modelo Kawano rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

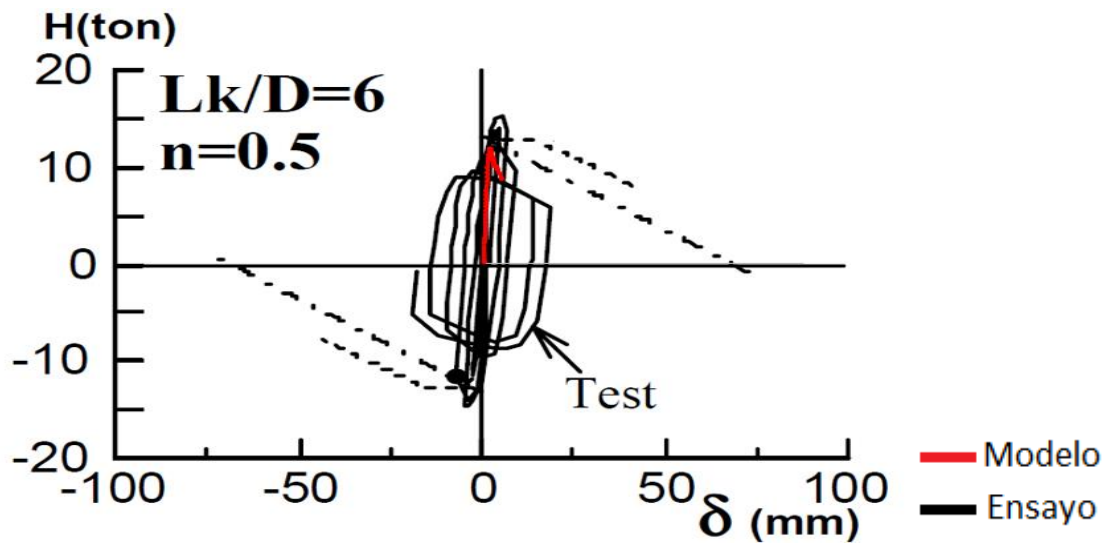


Figura 5-24 Ensayo 8 comparación modelo Varma rectangular. Fuerza lateral vs desplazamiento.

Para los ensayos rectangulares rellenos comparados, se observa que el modelo de Varma no presenta un buen ajuste el rango plástico de desplazamiento luego de alcanzar la resistencia pico. Este problema se debe principalmente a que en

el modelo constitutivo del hormigón solo se considera la ganancia de resistencia por confinamiento hasta alcanzar la máxima resistencia, mientras que para el comportamiento post pico adopta la curva tensión deformación de Popovics para hormigón no confinado, sustituyendo la resistencia por el de un hormigón confinado y despreciando la ganancia de ductilidad en el hormigón como se mostró en la parte 2.7.3 de este documento. El no considerar esta ganancia de ductilidad en el modelo del hormigón se debe principalmente a las limitaciones en el modelo de investigación, como ellos mismos exponen, debido a que el modelo matemático empleado no considera el efecto de la dilatación volumétrica del material el cual genera efectos beneficiosos para el confinamiento del mismo, y se hace más importante a medida que la resistencia del hormigón aumenta. Así mismo su investigación está calibrada hasta resistencias de hormigones de 70 MPa y por tanto este efecto se ve magnificado en los ensayos con hormigones de alta resistencia al ser el efecto de la dilatación volumétrica mayor en hormigones de este tipo.

Por otra parte, el modelo constitutivo del acero del tubo para secciones rectangulares rellenas de Varma, resulta el más exigente a la hora de definir la tensión a la cual ocurre el pandeo local del tubo en comparación con los otros dos modelos. El modelo de Varma define que la sección del tubo sufrirá de pandeo local antes de alcanzar la cedencia en compresión (pandeo local inelástico) para niveles de esbelteces de tubo más bajos que los que propone Sakino, por ejemplo. Por tanto, existe una gran diferencia en cuanto a la máxima resistencia que puede llegar a alcanzar ambos perfiles según el modelo constitutivo adoptado

Para el modelo de Sakino el pandeo local del tubo ocurrirá en el rango elástico cuando:

$$\frac{B}{t} \geq 2.03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (33)$$

Para el modelo de Varma el pandeo local del tubo ocurrirá en el rango elástico cuando:

$$\frac{B}{t} \geq 1.09 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (34)$$

Dónde:

B/t: Esbeltez del tubo

F_y: Esfuerzo cedente del acero del tubo

E: Módulo de elasticidad del material

Entre los tres modelos el modelo de Kawano resulta poco conservador para perfiles con relación de esbeltez B/t altos (en comparación con los límites del EUROCÓDIGO 4) y por el contrario mucho más preciso para las secciones con relación de esbeltez bajas. Esto puede deberse principalmente a que el modelo se encuentra calibrado con ensayos cuyas esbelteces son menores a 48, siendo la mayor parte de estas esbelteces menor a 35. Al igual, la formulación de la deformación a la cual ocurre el pandeo local del tubo siempre resulta mayor a la deformación cedente del acero, por tanto, se fija como un pandeo local en el rango elástico.

$$\epsilon_{lb} = \left(0.18 \cdot \left(\frac{D}{t} \cdot \epsilon_y \right)^{-1.4} + 1 \right) \cdot \epsilon_y \quad (35)$$

Se presenta en las tablas Tabla 5-2 y Tabla 5-3 los errores (valor de modelo/valor de ensayo) para la resistencia máxima, la ductilidad de desplazamiento para una caída de resistencia del 90% y para una caída del 80%, conforme a la metodología descrita en la parte 3.1.4 de este documento. Por inspección se

descarta la comparación del modelo de Varma al resultar evidente que el modelo no representa el comportamiento de los ensayos recopilados.

Ensayo	Nombre de espécimen	B/T	Sakino								
			Vmax (kN) modelo	Vmax (kN) ensayo	error	$\mu\Delta$ 90% modelo	$\mu\Delta$ 90% ensayo	error	$\mu\Delta$ 80% modelo	$\mu\Delta$ 80% ensayo	error
V. Ricles (2004) [19]	CBC-48-46-20	52	353.56	405.00	0.87	4.25	3.60	1.18	5.53	4.80	1.15
	CBC-48-80-20	48	493.00	540.00	0.91	2.35	3.40	0.69	3.54	4.60	0.77
	CBC-32-46-20	35	363.00	405.00	0.90	11.00	9.20	1.20	7.50	11.00	0.68
	CBC-48-46-10	52	363.12	405.00	0.90	5.35	4.60	1.16	7.56	6.80	1.11
	CBC-32-46-10	35	361.74	370.00	0.98	6.90	6.20	1.11	8.90	7.60	1.17
K. TSUDA, C.i MATSU, E. MINO (1996) [20]	R06-04	33	55.00	65.00	0.85	1.60	1.69	0.95	1.91	2.21	0.86
	R12-02	33	28.25	28.01	1.01	1.92	2.40	0.80	2.71	3.00	0.90
	R03-05	33	145.00	155.00	0.94	1.20	1.35	0.89	2.17	2.30	0.94
			Promedio		0.918	Promedio		0.997	Promedio		0.950
			Desv Estandar		0.054	Desv Estandar		0.193	Desv Estandar		0.181
			Coeficiente de variabilidad		0.059	Coeficiente de variabilidad		0.193	Coeficiente de variabilidad		0.191
			10%		0.851	10%		0.766	10%		0.732
			F.M		0.93	F.M		0.77	F.M		0.77

Tabla 5-2 Comparación de modelo y ensayo para modelo constitutivo Sakino rectangular relleno

Ensayo	Nombre de espécimen	B/T	Kawano								
			Vmax (kN) modelo	Vmax (kN) ensayo	error	$\mu\Delta$ 90% modelo	$\mu\Delta$ 90% ensayo	error	$\mu\Delta$ 80% modelo	$\mu\Delta$ 80% ensayo	error
V. Ricles (2004) [19]	CBC-48-46-20	52	465.60	405.00	1.15	4.50	3.60	1.25	5.80	4.80	1.21
	CBC-48-80-20	48	555.00	540.00	1.03	2.90	3.40	0.85	5.40	4.60	1.17
	CBC-32-46-20	35	402.00	405.00	0.99	5.80	9.00	0.64	6.50	11.00	0.59
	CBC-48-46-10	52	448.00	405.00	1.11	5.10	4.60	1.11	7.00	6.80	1.03
	CBC-32-46-10	35	365.75	370.00	0.99	8.10	6.20	1.31	9.52	7.60	1.25
K. TSUDA, C.i MATSU, E. MINO (1996) [20]	R06-04	33	60.00	65.00	0.92	3.00	1.69	1.78	3.74	2.21	1.69
	R12-02	33	26.70	28.01	0.95	2.10	2.40	0.88	2.69	3.00	0.90
	R03-05	33	148.00	155.00	0.95	1.45	1.35	1.07	2.33	2.30	1.01
			Promedio		1.012	Promedio		1.111	Promedio		1.107
			Desv Estandar		0.079	Desv Estandar		0.346	Desv Estandar		0.317
			Coeficiente de variabilidad		0.078	Coeficiente de variabilidad		0.312	Coeficiente de variabilidad		0.286
			10%		0.913	10%		0.718	10%		0.743
			F.M		0.90	F.M		0.65	F.M		0.67

Tabla 5-3 Comparación de modelo y ensayo para modelo constitutivo Kawano rectangular relleno.

Se puede concluir de las tablas Tabla 5-3 y Tabla 5-4 que de los parámetros evaluados (V_{max} , $\mu\Delta$ 90% y $\mu\Delta$ 80%) el modelo de Sakino presenta un promedio de errores menor a la unidad y una desviación estándar relativamente baja, por lo que resulta conservador en contra posición con el modelo de Kawano en el cual los parámetros evaluados resultan mayor a la unidad y con una desviación estándar mayor.

De igual forma se puede constatar esta última conclusión con los resultados de los factores modificadores (F.M) de ambas comparaciones de ensayos, donde en el modelo de Sakino resultan más cercanos a la unidad (lado de la seguridad) de lo que resultan en el de Kawano. Igualmente se verifica que el resultado será el mismo independiente del nivel de afectación de cada parámetro siguiendo la metodología descrita en la parte 3.1.5 de este documento. Se presenta en la Tabla 5-4 esta revisión, donde el modelo de Sakino obtiene la mejor puntuación independientemente del peso que se le asigne a cada parámetro evaluado.

Combinación	Q1 (V_{max})	Q2 ($\mu\Delta$ 90%)	Q3 ($\mu\Delta$ 80%)	Puntuaciones	
				Sakino	Kawano
Peso 1	0.40	0.50	0.10	0.830	0.751
Peso 2	0.50	0.40	0.10	0.846	0.777
Peso 3	0.30	0.60	0.10	0.814	0.725
Peso 4	0.60	0.30	0.10	0.862	0.802
Peso 5	0.40	0.40	0.20	0.831	0.754
Peso 6	0.33	0.33	0.33	0.821	0.740

Tabla 5-4 Selección de modelo constitutivo para secciones rectangulares rellenas.

5.1.2 Ensayos circulares

A continuación, se presenta la comparación de los modelos constitutivos de Sakino, Kawano y Varma para perfiles circulares rellenos.

Ensayo 1	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D o B (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Yan Xiao (2004) [17]	C1-CFT3	336	3.00	1500	112	39.1	303	2000	47%

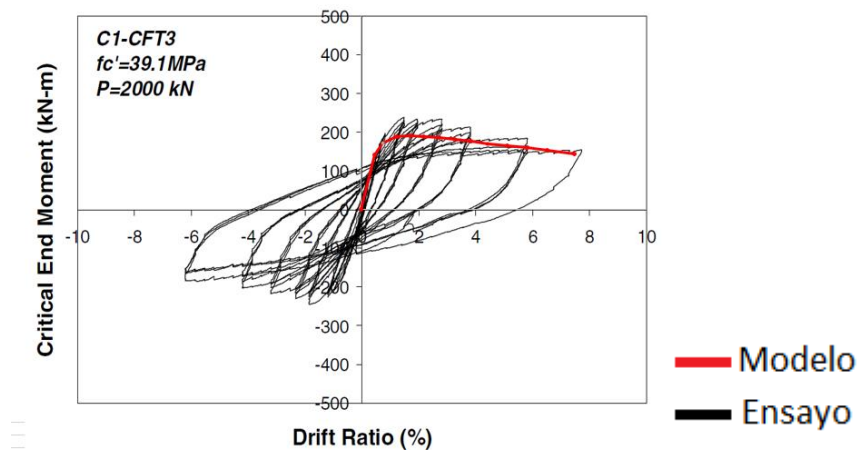


Figura 5-25 Ensayo 1 comparación modelo Sakino circular. Momento vs drift

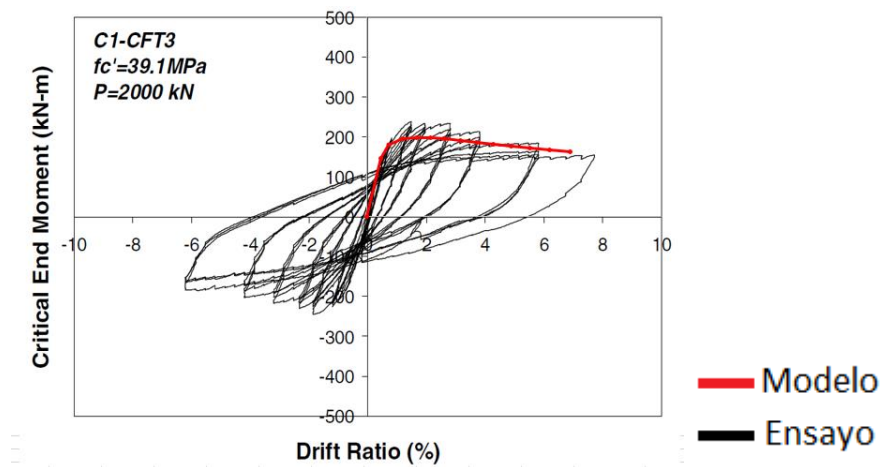


Figura 5-26 Ensayo 1 comparación modelo Kawano circular. Momento vs drift

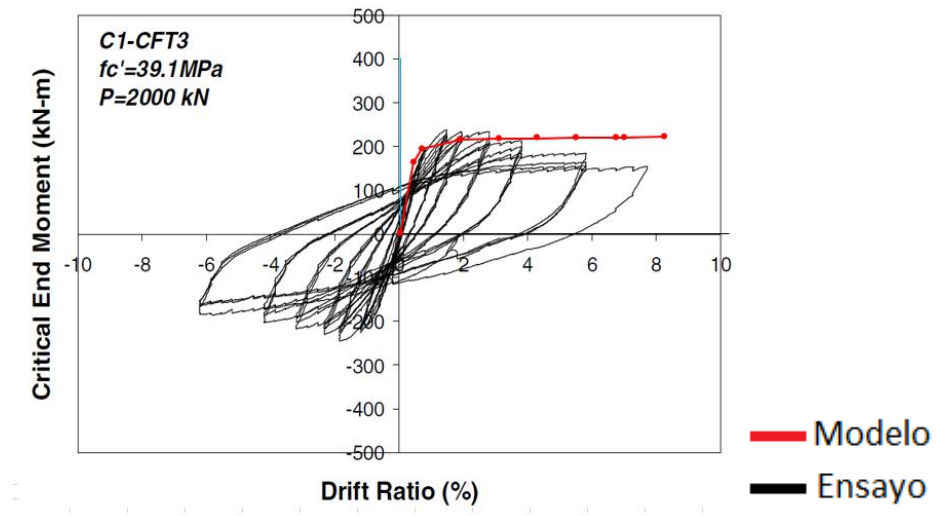


Figura 5-27 Ensayo 1 comparación modelo Varma circular. Momento vs drift

Ensayo 2	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 51	323.9	5.50	2200	59	35	405	1600	33%

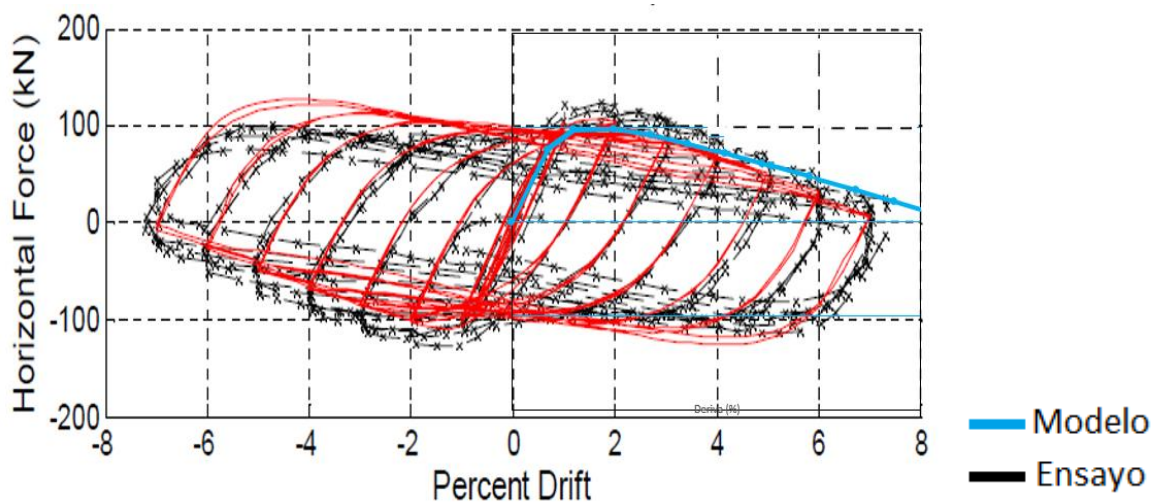


Figura 5-28 Ensayo 2 comparación modelo Sakino circular. Fuerza lateral vs drift.

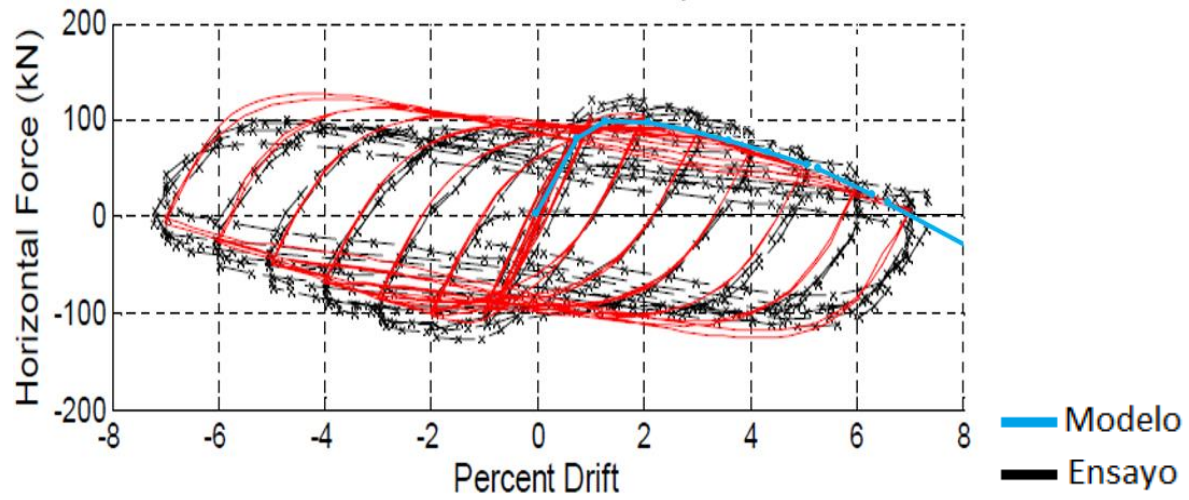


Figura 5-29 Ensayo 2 comparación modelo Kawano circular. Fuerza lateral vs drift.

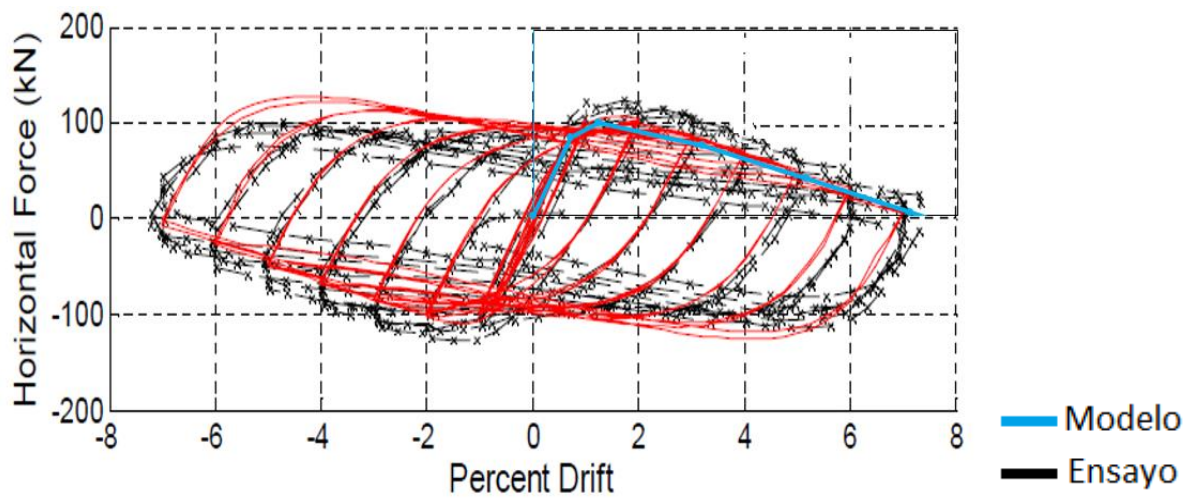


Figura 5-30 Ensayo 2 comparación modelo Varma circular. Fuerza lateral vs drift.

Ensayo 3	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 34	323.9	7.50	2200	43	40	415	1920	32%

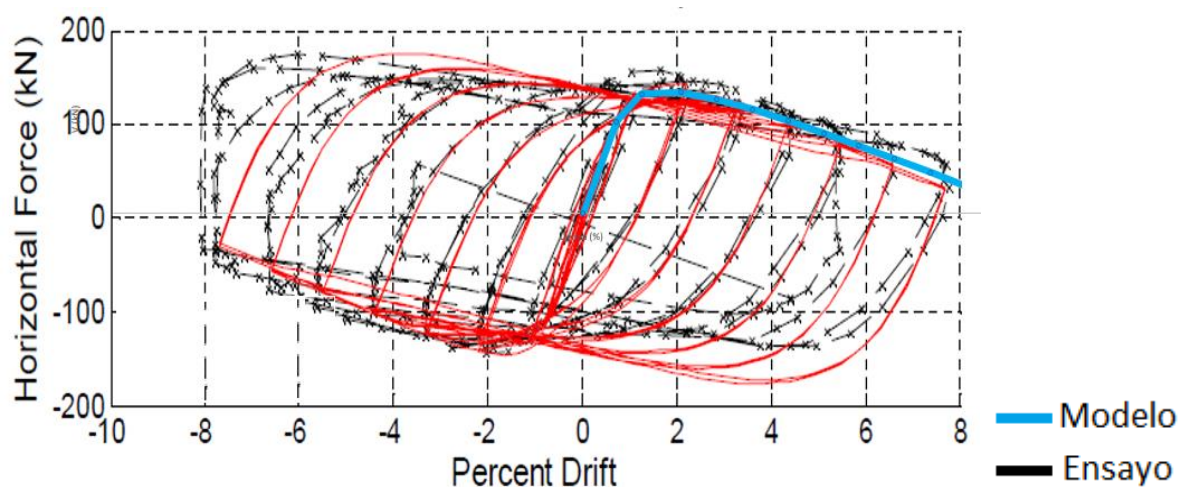


Figura 5-31 Ensayo 3 comparación modelo Sakino circular. Fuerza lateral vs drift.

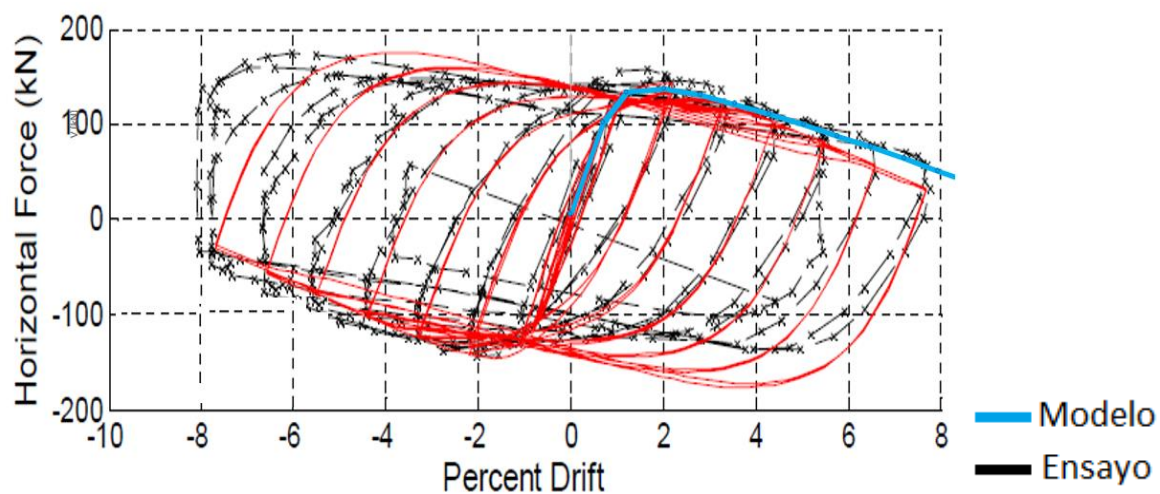


Figura 5-32 Ensayo 3 comparación modelo Kawano circular. Fuerza lateral vs drift.

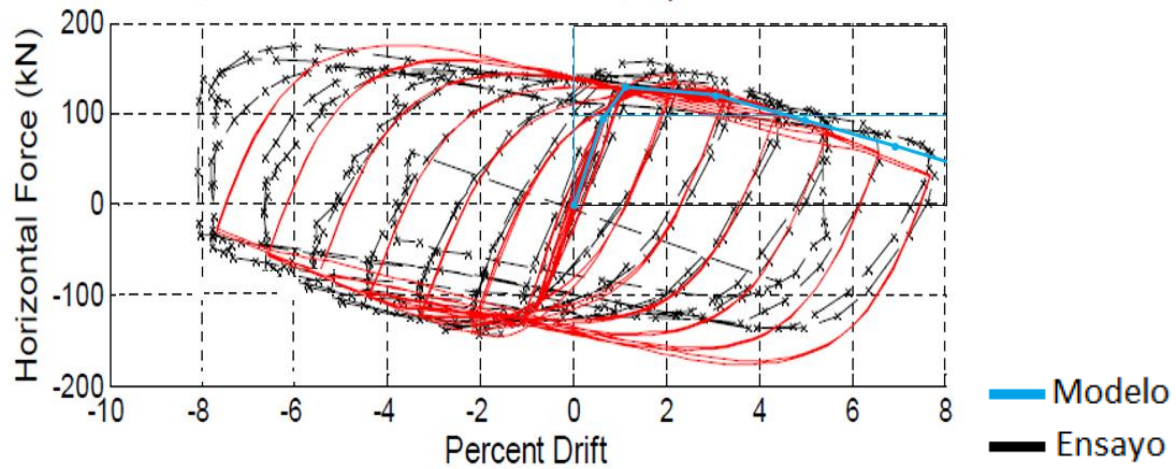


Figura 5-33 Ensayo 3 comparación modelo Varna circular. Fuerza lateral vs drift.

Ensayo 4	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 64	406.4	5.50	2200	74	37	449	1000	13%

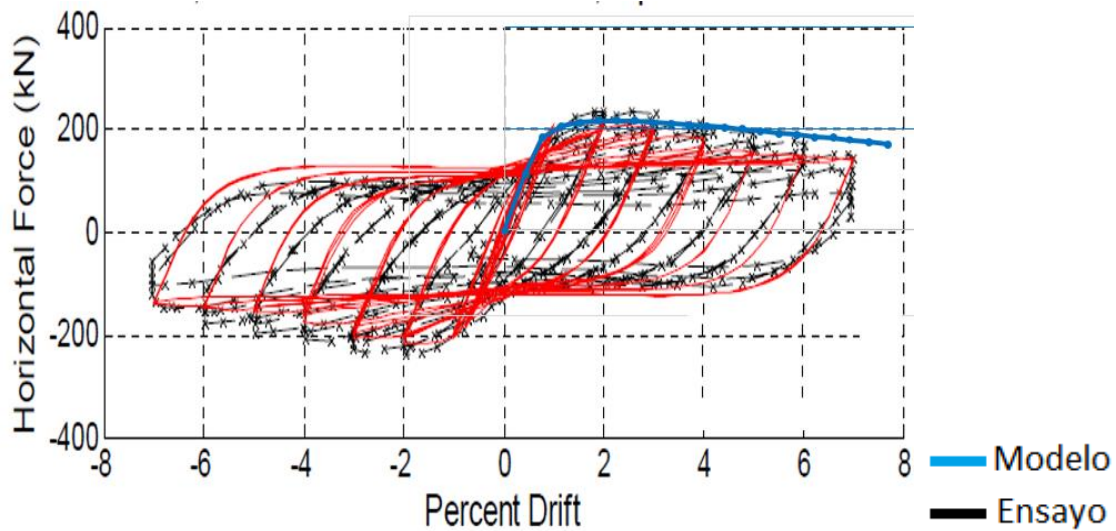


Figura 5-34 Ensayo 4 comparación modelo Sakino circular. Fuerza lateral vs drift.

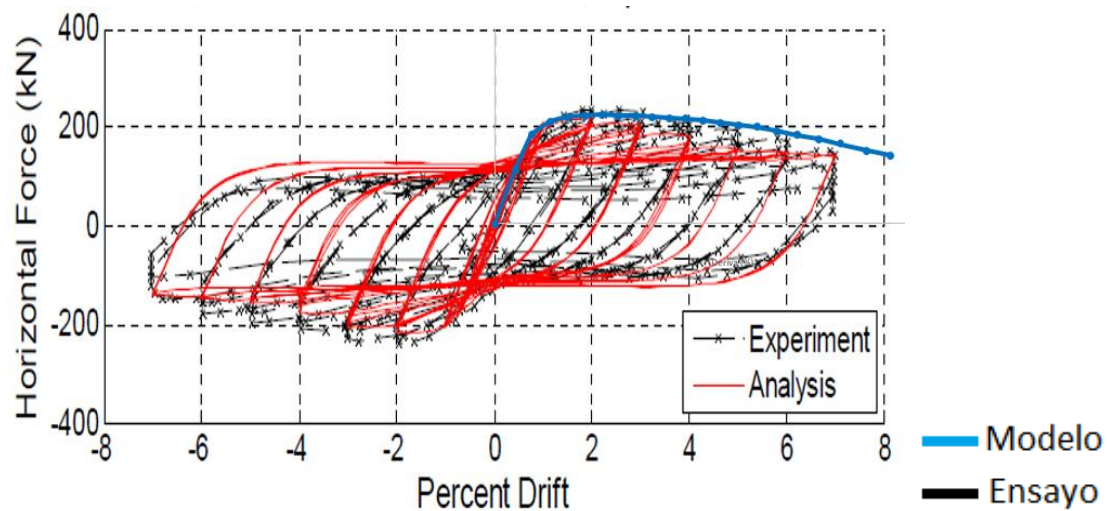


Figura 5-35 Ensayo 4 comparación modelo Kawano circular. Fuerza lateral vs drift.

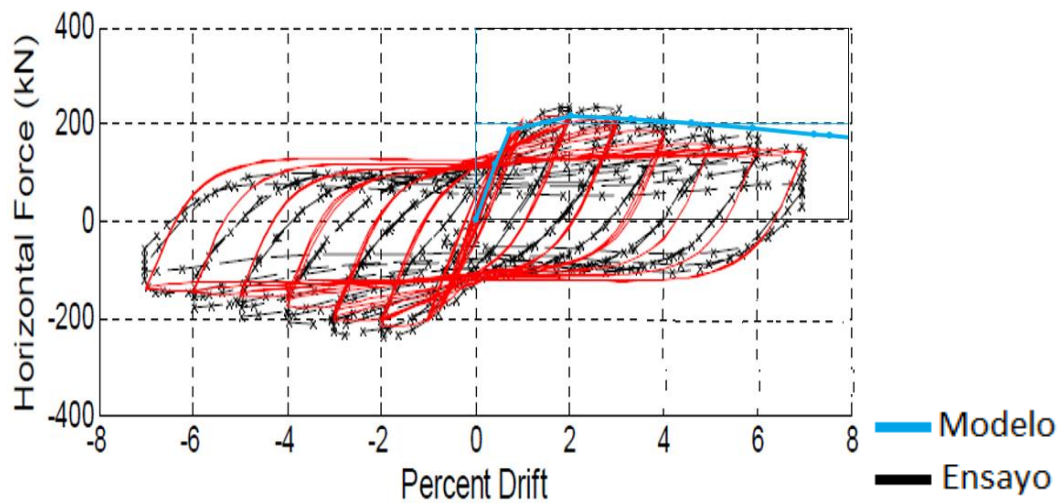


Figura 5-36 Ensayo 4 comparación modelo Varma circular. Fuerza lateral vs drift.

Ensayo 5	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 42	406.4	9.50	2200	43	35	505	1920	19%

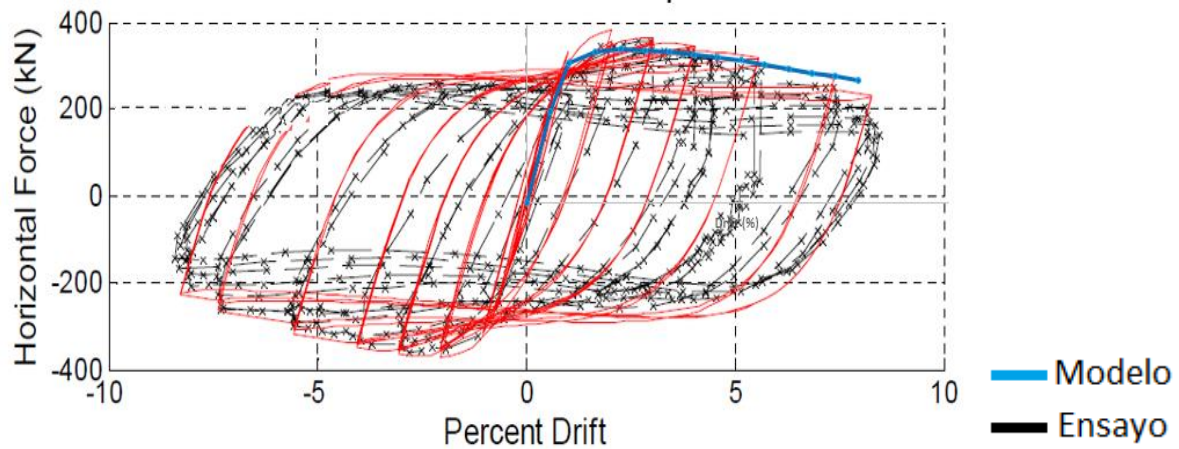


Figura 5-37 Ensayo 5 comparación modelo Sakino circular. Fuerza lateral vs drift.

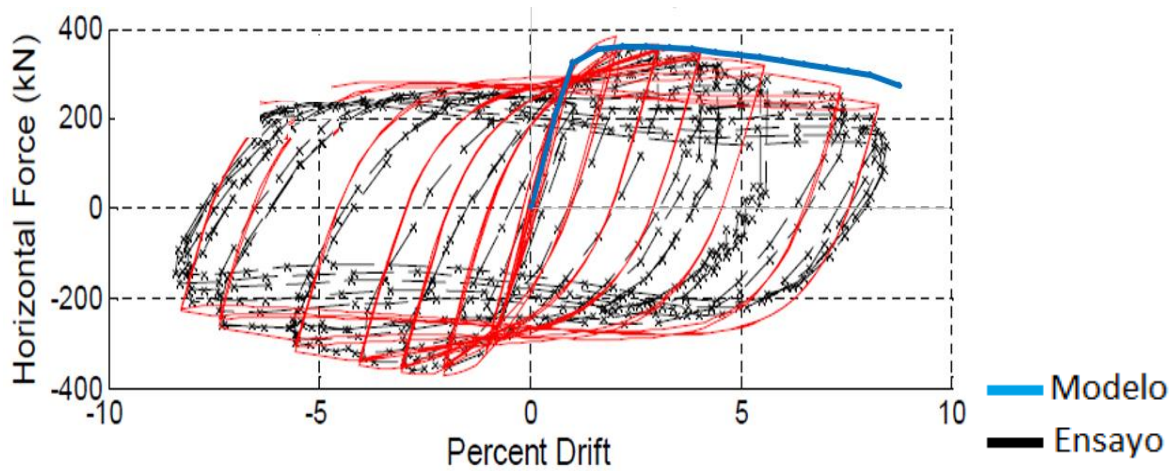


Figura 5-38 Ensayo 5 comparación modelo Kawano circular. Fuerza lateral vs drift.

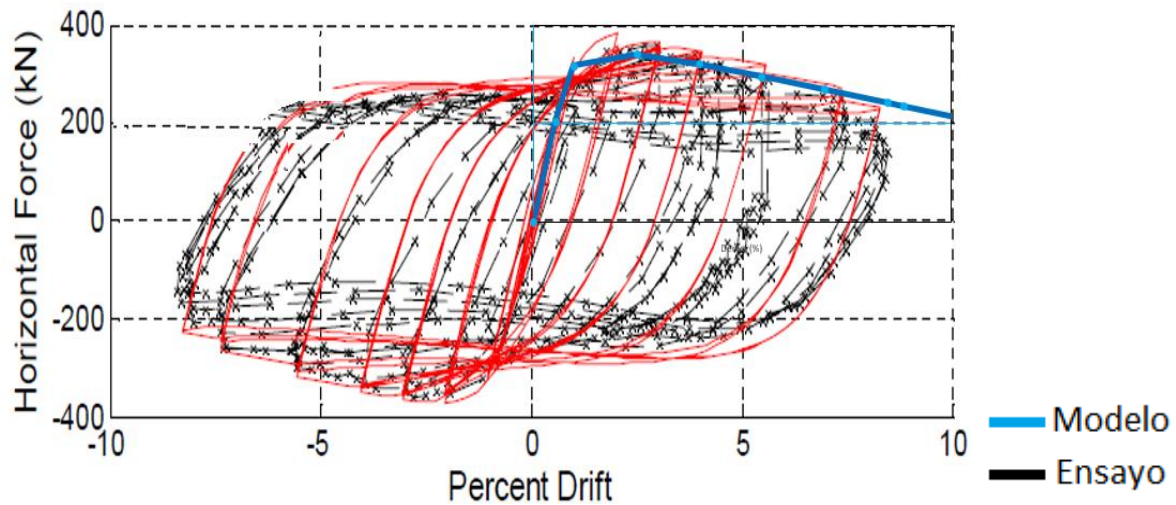


Figura 5-39 Ensayo 5 comparación modelo Varna circular. Fuerza lateral vs drift.

Ensayo 6	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-A-4-035	150	2.96	450	51	39.9	283	363	35%

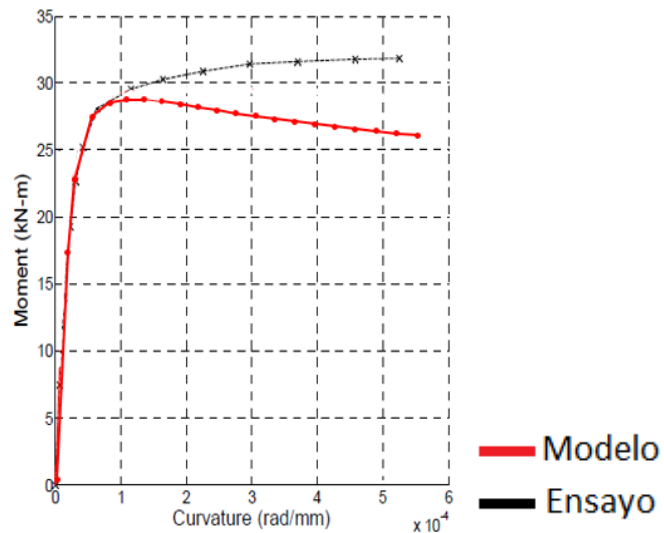


Figura 5-40 Ensayo 6 comparación modelo Sakino circular. Momento vs Curvatura.

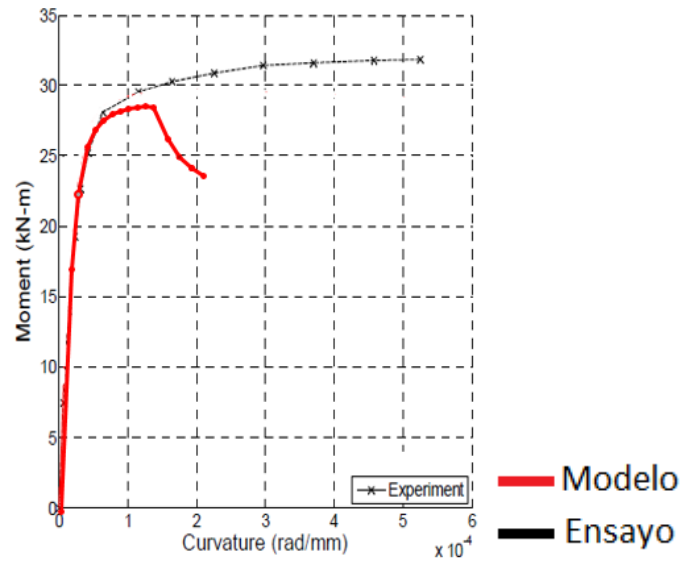


Figura 5-41 Ensayo 6 comparación modelo Kawano circular. Momento vs Curvatura.

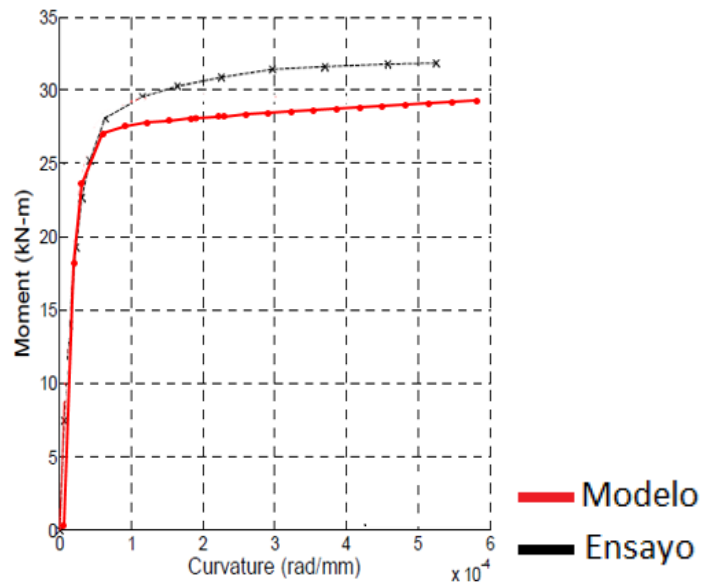


Figura 5-42 Ensayo 6 comparación modelo Varma circular. Momento vs Curvatura.

Ensayo 7	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-A-4-06	150	2.96	450	51	39.9	283	612	59%

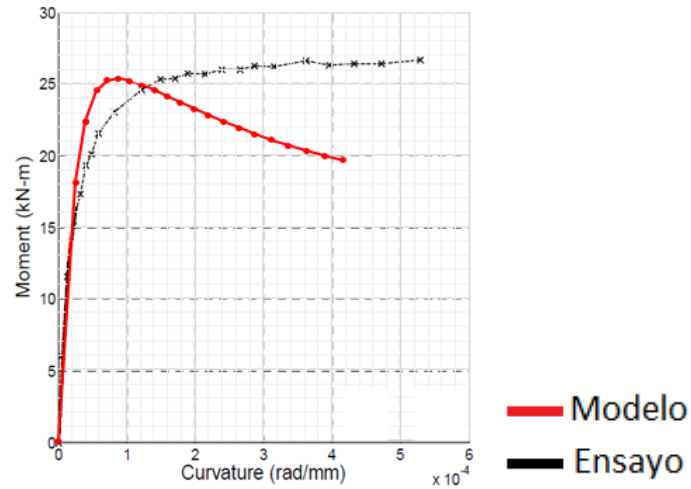


Figura 5-43 Ensayo 7 comparación modelo Sakino circular. Momento vs Curvatura.

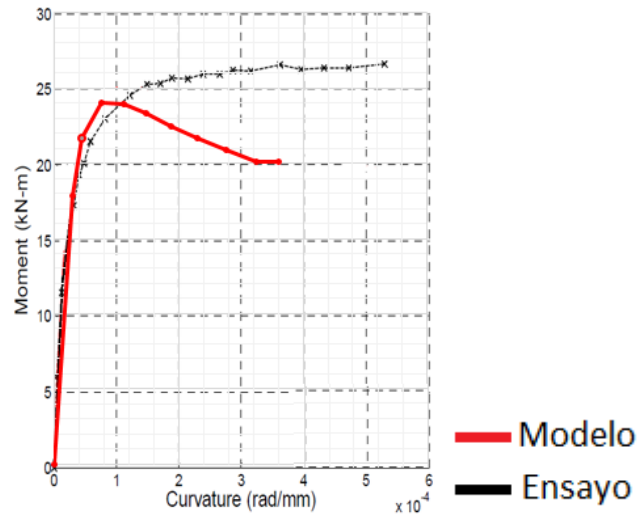


Figura 5-44 Ensayo 7 comparación modelo Kawano circular. Momento vs Curvatura.

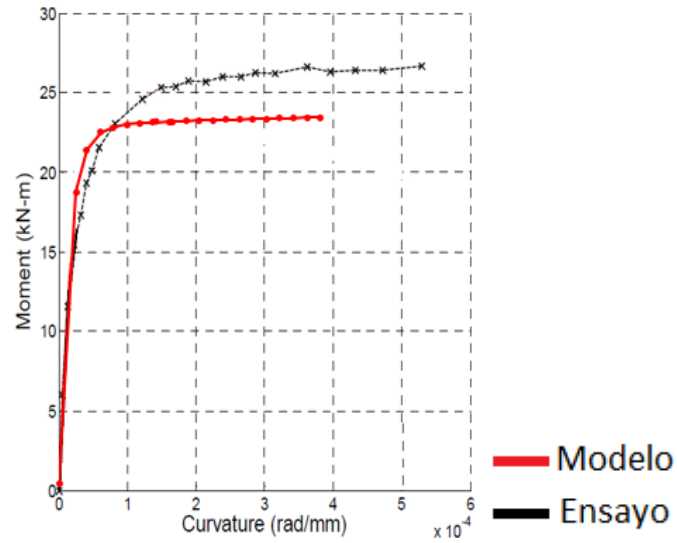


Figura 5-45 Ensayo 7 comparación modelo Varma circular. Momento vs Curvatura.

Ensayo 8	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-C-2-035	300	2.96	900	101	24.5	283	832	34%

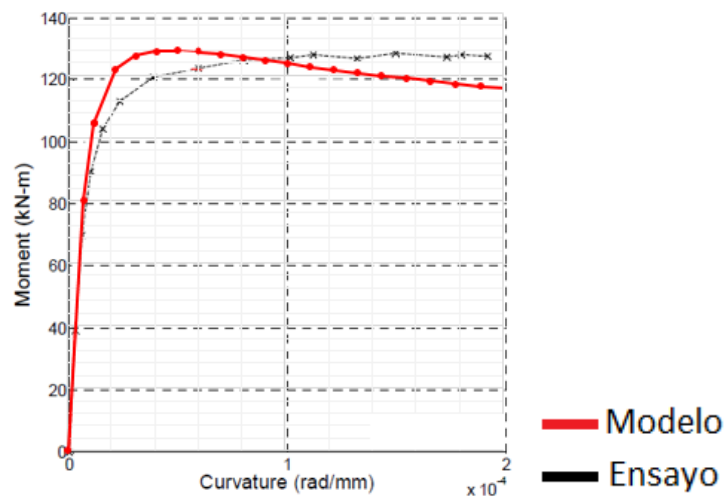


Figura 5-46 Ensayo 8 comparación modelo Sakino circular. Momento vs Curvatura.

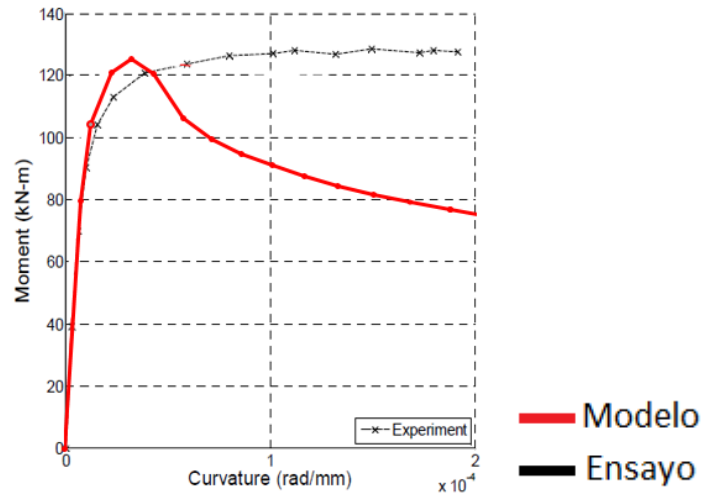


Figura 5-47 Ensayo 8 comparación modelo Kawano circular. Momento vs Curvatura.

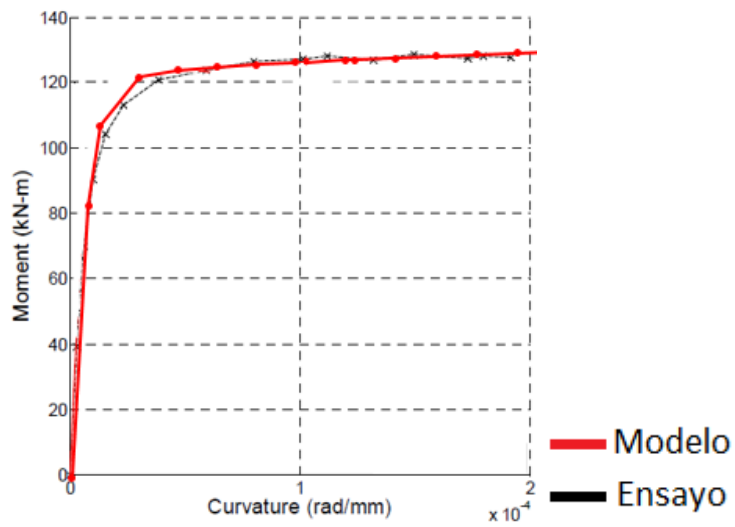


Figura 5-48 Ensayo 8 comparación modelo Varma circular. Momento vs Curvatura.

Ensayo 9	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-C-4-03	300	2.96	900	101	40.7	283	1064	30%

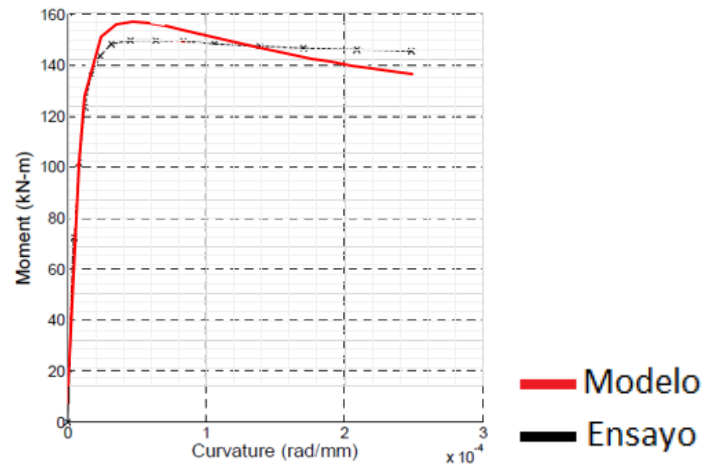


Figura 5-49 Ensayo 9 comparación modelo Sakino circular. Momento vs Curvatura.

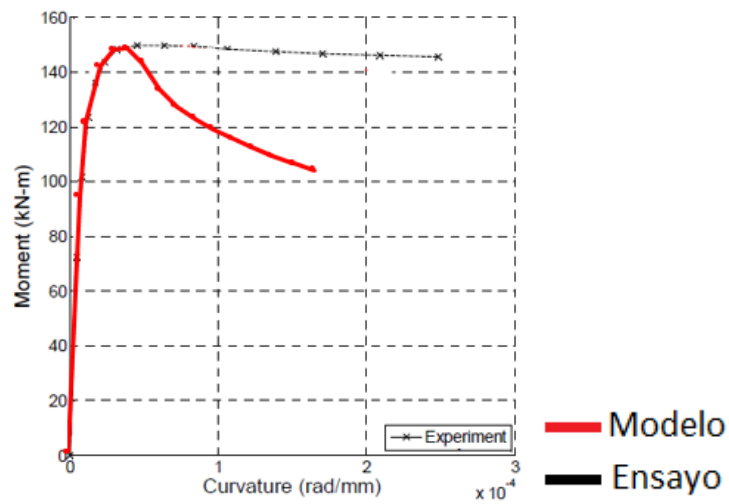


Figura 5-50 Ensayo 9 comparación modelo Kawano circular. Momento vs Curvatura.

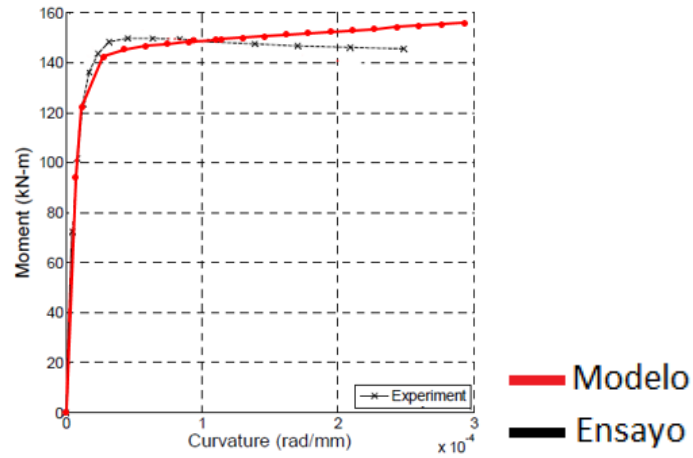


Figura 5-51 Ensayo 9 comparación modelo Varma circular. Momento vs Curvatura.

Ensayo 10	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-C-4-04	300	2.96	900	101	39.9	283	1418	40%

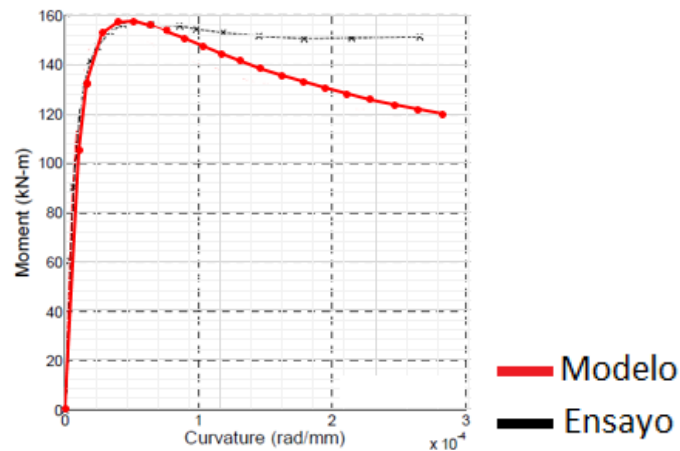


Figura 5-52 Ensayo 10 comparación modelo Sakino circular. Momento vs Curvatura.

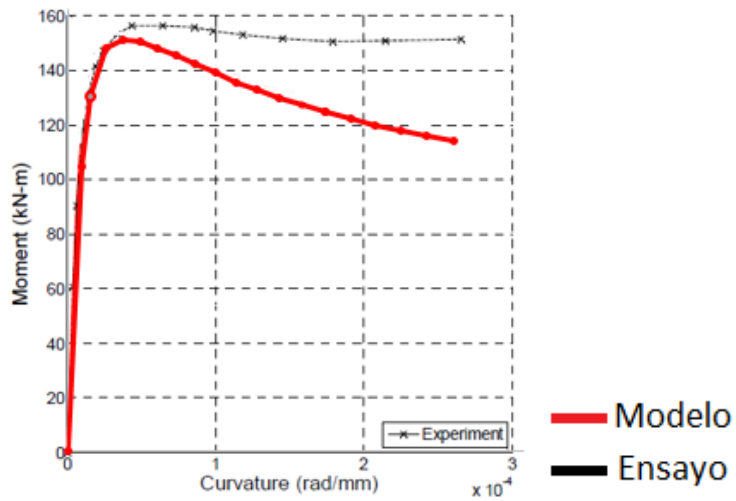


Figura 5-53 Ensayo 10 comparación modelo Kawano circular. Momento vs Curvatura.

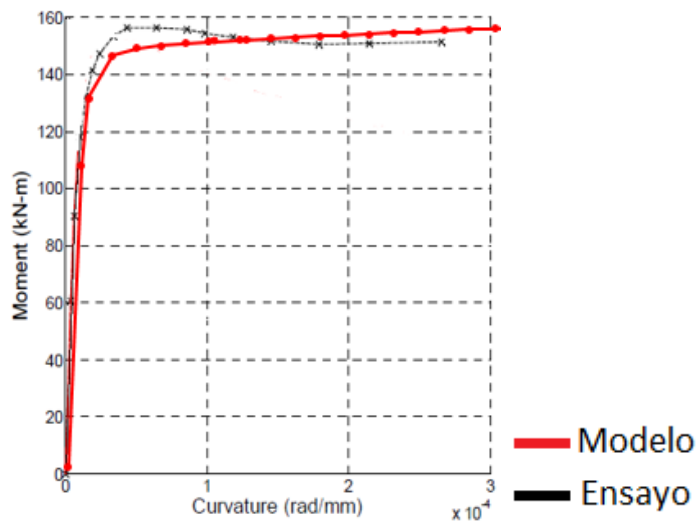


Figura 5-54 Ensayo 10 comparación modelo Varma circular. Momento vs Curvatura.

Ensayo 11	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-C-8-045	300	2.96	900	101	78.1	283	2739	45%

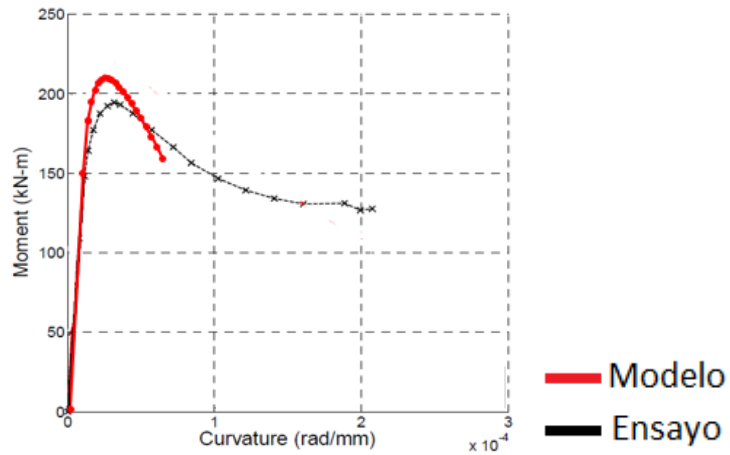


Figura 5-55 Ensayo 11 comparación modelo Sakino circular. Momento vs Curvatura.

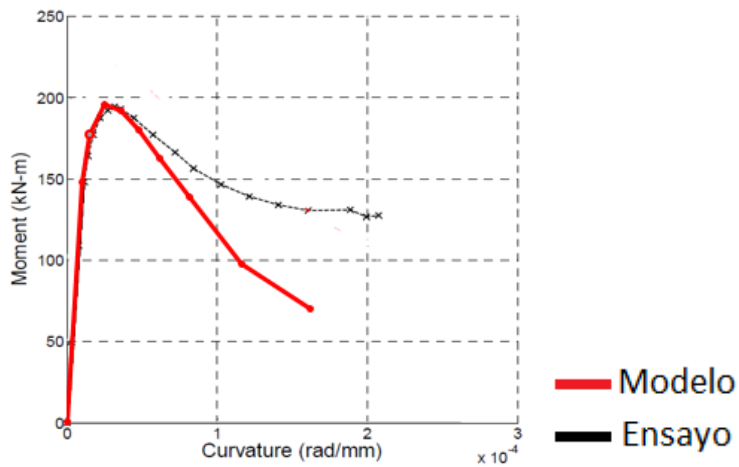


Figura 5-56 Ensayo 11 comparación modelo Kawano circular. Momento vs Curvatura.

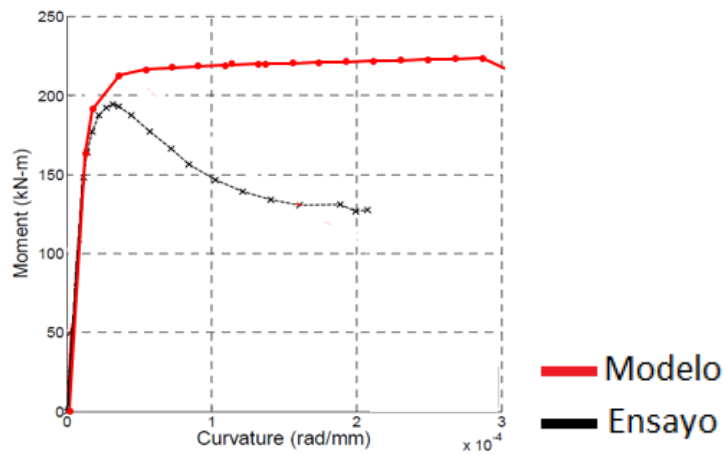


Figura 5-57 Ensayo 11 comparación modelo Varma circular. Momento vs Curvatura.

Ensayo 12	Nombre de espécimen	Propiedades geométricas				Resistencia de materiales		Carga axial (kN)	Nivel de carga axial "n"
		D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	f'c (MPa)	Fy (MPa)		
Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-D-4-04	450	2.96	1350	152	39.9	283	2943	40%

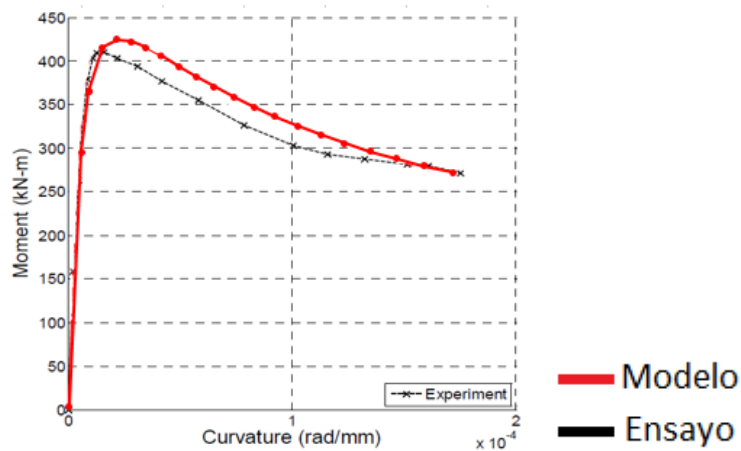


Figura 5-58 Ensayo 12 comparación modelo Sakino circular. Momento vs Curvatura.

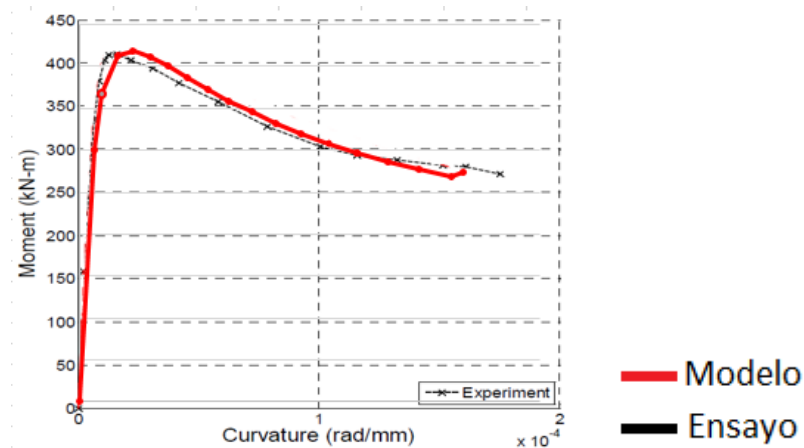


Figura 5-59 Ensayo 12 comparación modelo Kawano circular. Momento vs Curvatura.

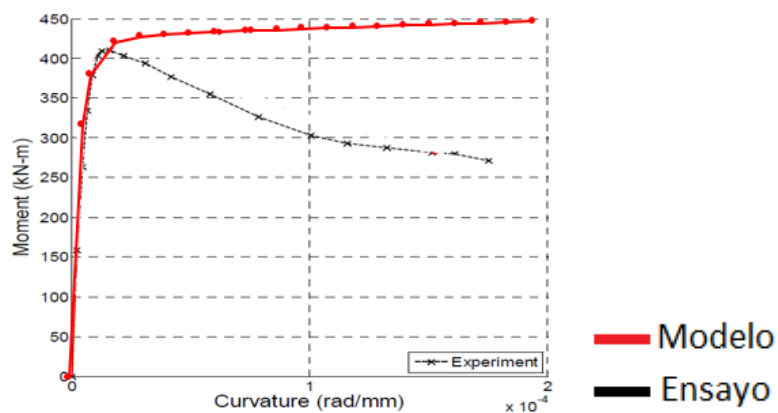


Figura 5-60 Ensayo 12 comparación modelo Varma circular. Momento vs Curvatura.

En las gráficas presentadas se puede observar que en los ensayos momento vs curvatura el modelo de Kawano no presenta un buen ajuste en la rama plástica para niveles bajos de carga axial (menores al 40% de la resistencia plástica de la sección) esto puede deberse principalmente a que, de los tres modelos constitutivos de

perfiles circulares rellenos evaluados, es el único que considera la ocurrencia del pandeo local definiendo una deformación de ocurrencia(ϵ_{lb}) como se describe en la parte 2.7.2, siendo esta la deformación a partir del cual decrece considerablemente la capacidad resistente de la sección. Este efecto se ve aumentado para perfiles con relación de esbeltez altas ya que el pandeo local ocurre prematuramente luego de la cedencia a tracción del perfil, como se observa en los ensayos 6, 7, 8 y 9 de la. Por el contrario, para el caso de los ensayos con niveles de carga axial altos (mayores al 40% de la resistencia plástica de la sección) el modelo presenta un mejor ajuste incluso siendo conservador, debido a que para altos niveles de carga axial el modelo desprecia la ocurrencia del pandeo local.

El modelo de Varma para los ensayos con altos niveles de axil ($n \geq 0.4$) resulta muy conservador en la rama inelástica, inclusive sobre estimando en gran medida la capacidad resistente, como se puede observar en los ensayos 11 y 12. Este efecto se acentúa a medida que la esbeltez del tubo aumenta. Esto podría deberse a que el modelo del hormigón está definido como elástico perfectamente plástico sin caída en el rango plástico siendo la rama inelástica constante, lo que podría interpretarse como un confinamiento perfecto del hormigón (como se explica en el apartado 2.5.3). Se sabe que a medida que la pared del tubo disminuye también lo hace el efecto del confinamiento del hormigón, y a medida que el axial actuante es mayor la dilatación volumétrica será mayor, sobre todo en hormigones de alta resistencia, provocando una caída de resistencia más pronunciada en el modelo del hormigón luego de alcanzar la resistencia máxima. Por otra parte, el modelo de Varma presenta un buen ajuste cuando no se cuenta con los factores antes mencionados, en los ensayos con relaciones de esbeltez bajas con bajos niveles de carga axial.

El modelo de Sakino resulta conservador en la mayoría de los casos y en los que no, se ajusta bastante bien a la rama inelástica.

Se presenta en las tablas Tabla 5-5, Tabla 5-6 y Tabla 5-7 el estudio del error en la comparación de estos ensayos fuerza lateral vs drift.

Ensayo	Nombre de espécimen	D/T	Sakino								
			Vmax (kN) modelo	Vmax (kN) ensayo	error	$\mu\Delta$ 90% modelo	$\mu\Delta$ 90% ensayo	error	$\mu\Delta$ 80% modelo	$\mu\Delta$ 80% ensayo	error
Yan Xiao (2004) [17]	C1-CFT3	112	122.00	140.00	0.87	2.85	3.30	0.86	2.96	4.98	0.59
Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 51	59	95.70	120.00	0.80	3.37	3.80	0.89	2.40	2.86	0.84
	CFST 34	43	135.50	140.00	0.97	2.58	2.99	0.86	3.26	3.98	0.82
	CFST 64	74	215.86	230.00	0.94	6.97	6.30	1.11	8.50	7.88	1.08
	CFST 42	43	345.00	360.00	0.96	5.25	4.66	1.13	7.25	5.67	1.28
			Promedio		0.91	Promedio		0.97	Promedio		0.92
			Desv Estandar		0.07	Desv Estandar		0.13	Desv Estandar		0.26
			Coeficiente de variabilidad		0.08	Coeficiente de variabilidad		0.14	Coeficiente de variabilidad		0.29
			10%		0.82	10%		0.80	10%		0.62
			F.M		0.90	F.M		0.83	F.M		0.67

Tabla 5-5 Comparación de modelo y ensayo para modelo constitutivo Sakino circulares rellenos (ensayos 1 al 5).

Geometría	Ensayo	Nombre de espécimen	D/T	Kawano								
				Vmax (kN) modelo	Vmax (kN) ensayo	error	μΔ 90% modelo	μΔ 90% ensayo	error	μΔ 80% modelo	μΔ 80% ensayo	error
Circular relleno CCFT	Yan Xiao (2004) [17]	C1-CFT3	112	95.17	140.00	0.68	2.39	3.30	0.72	3.01	4.98	0.60
	Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 51	59	99.22	120.00	0.83	2.18	3.80	0.57	2.72	2.86	0.95
		CFST 34	43	138.02	140.00	0.99	2.80	2.99	0.94	3.60	3.98	0.90
		CFST 64	74	223.33	230.00	0.97	6.89	6.30	1.09	9.10	7.88	1.16
		CFST 42	43	359.02	360.00	1.00	6.33	4.66	1.36	8.56	5.67	1.51
				Promedio		0.89	Promedio		0.94	Promedio		1.02
				Desv Estandar		0.14	Desv Estandar		0.31	Desv Estandar		0.34
				Coeficiente de variabilidad		0.15	Coeficiente de variabilidad		0.33	Coeficiente de variabilidad		0.33
				10%		0.72	10%		0.59	10%		0.65
				F.M		0.81	F.M		0.63	F.M		0.63

Tabla 5-6 Comparación de modelo y ensayo para modelo constitutivo Kawano circulares rellenos (ensayos 1 al 5).

Ensayo	Nombre de espécimen	D/T	Varna								
			Vmax (kN) modelo	Vmax (kN) ensayo	error	μΔ 90% modelo	μΔ 90% ensayo	error	μΔ 80% modelo	μΔ 80% ensayo	error
Yan Xiao (2004) [17]	C1-CFT3	112	115.58	140.00	0.83	2.75	3.30	0.83	3.87	4.98	0.78
Marson & Bruneau (2004) [16]	CFST 51	59	99.87	120.00	0.83	1.66	3.80	0.44	2.31	2.86	0.81
	CFST 34	43	132.70	140.00	0.95	2.85	2.99	0.95	3.79	3.98	0.95
	CFST 64	74	215.78	230.00	0.94	7.55	6.30	1.20	11.50	7.88	1.46
	CFST 42	43	340.28	360.00	0.95	5.25	4.66	1.13	7.80	5.67	1.37
			Promedio		0.90	Promedio		0.91	Promedio		1.07
			Desv Estandar		0.06	Desv Estandar		0.30	Desv Estandar		0.32
			Coeficiente de variabilidad		0.07	Coeficiente de variabilidad		0.33	Coeficiente de variabilidad		0.30
			10%		0.82	10%		0.57	10%		0.71
			F.M		0.91	F.M		0.63	F.M		0.66

Tabla 5-7 Comparación de modelo y ensayo para modelo constitutivo Varma perfiles circulares rellenos (ensayos 1 al 5).

Se puede concluir de las tablas anteriores que de los parámetros evaluados (V_{max} , $\mu\Delta$ 90% y $\mu\Delta$ 80%) que el modelo de Sakino y Varma presentan un muy buen ajuste en la estimación de la resistencia máxima y la ductilidad para la caída del 10%, con desviaciones estándar relativamente bajas, siendo el de menor desviación estándar el modelo de Varma. Sin embargo, para la ductilidad para la caída de resistencia del 20%, el modelo de Varma y Kawano presenta mayores errores que el modelo de Sakino, siendo poco conservadores en la caída de resistencia.

En cuanto a los valores de resistencia máxima, se observa que los tres modelos resultan conservadores, dando valores de errores menores a la unidad, siendo el de mejor ajuste el modelo de Sakino seguido por el de Varma y Kawano. Sin embargo, los tres modelos se encuentran bastante cercanos entre sí en la mayoría de los casos.

Tal como se hizo con el análisis de las secciones rectangulares, se determina el factor de modificación para garantizar que el modelo, sin aplicación de coeficientes de seguridad, produce valores del lado de la seguridad en el 90% de los casos. Se presenta en la Tabla 5-8 la estimación de la puntuación de cada modelo con base en los ensayos evaluados en las tablas Tabla 5-5, Tabla 5-6 y Tabla 5-7 según la metodología descrita en la parte 3.1.5 donde se verifica que el resultado será el mismo independiente del nivel de afectación de cada parámetro evaluado.

Se observa que el modelo de Sakino es el que presenta mayor puntuación y por tanto mejor ajuste.

Combinación	Q1 (Vmax)	Q2 ($\mu\Delta$ 90%)	Q3 ($\mu\Delta$ 80%)	Puntuaciones		
				Sakino	Kawano	Varma
Peso 1	0.40	0.50	0.10	0.827	0.732	0.815
Peso 2	0.50	0.40	0.10	0.837	0.744	0.829
Peso 3	0.30	0.60	0.10	0.817	0.72	0.801
Peso 4	0.60	0.30	0.10	0.847	0.756	0.843
Peso 5	0.40	0.40	0.20	0.814	0.726	0.804
Peso 6	0.33	0.33	0.33	0.7821	0.7029	0.7722

Tabla 5-8 Selección de modelo constitutivo para secciones circulares rellenas
(ensayos del 1 al 5).

El procedimiento se repite para los ensayos momento vs curvatura (ensayos del 6 al 12). Se presenta en las tablas Tabla 5-9, Tabla 5-10 y Tabla 5-11 el estudio del error en la comparación de estos ensayos, considerando como parámetros de comparación el momento máximo resistente (M_{max}) y la ductilidad de curvatura para una caída del 10% de este momento máximo. En los casos donde no es apreciable una caída de resistencia, los parámetros de comparación serán la resistencia máxima alcanzada y la ductilidad para cuando se alcanza el 5% de la deformación unitaria a compresión del acero en la cual se asume la ocurrencia del pandeo local (Bai, Kawano, Odawara y Matsuo, 2012).

Geometría	Ensayo	Nombre de espécimen	D/T	Sakino					
				Mmax (kN) modelo	Mmax (kN) ensayo	error	$\mu\phi$ 90% modelo	$\mu\phi$ 90% ensayo	error
Circular relleno CCFT	Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-A-4-035	51	28.64	33.00	0.87	21.38	20.37	1.05
		EC4-A-4-06	51	25.35	27.00	0.94	4.95	10.30	0.48
		EC4-C-2-035	101	127.62	126.00	1.01	18.33	19.00	0.96
		EC4-C-4-03	101	155.93	148.00	1.05	21.30	21.40	1.00
		EC4-C-4-04	101	157.63	157.00	1.00	8.25	13.00	0.63
		EC4-C-8-045	101	200.00	193.75	1.03	3.44	4.50	0.76
		EC4-D-4-04	152	449.00	410.00	1.10	6.55	5.66	1.16
	Promedio					1.00	Promedio		0.86
	Desv Estandar					0.08	Desv Estandar		0.24
	Coeficiente de variabilidad					0.07559	Coeficiente de variabilidad		0.283
	10%					0.90581	10%		0.583
	F.M					0.91	F.M		0.67

Tabla 5-9 Comparación de modelo y ensayo para modelo constitutivo Sakino de perfiles circulares rellenos (ensayos 6 al 12).

Geometría	Ensayo	Nombre de espécimen	D/T	Kawano					
				Mmax (kN) modelo	Mmax (kN) ensayo	error	$\mu\phi$ 90% modelo	$\mu\phi$ 90% ensayo	error
Circular relleno CCFT	Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-A-4-035	51	28.90	33.00	0.88	6.29	20.37	0.31
		EC4-A-4-06	51	24.00	27.00	0.89	5.00	10.30	0.49
		EC4-C-2-035	101	125.14	126.00	0.99	4.04	19.00	0.21
		EC4-C-4-03	101	150.00	150.00	1.00	5.07	21.40	0.24
		EC4-C-4-04	101	148.40	157.00	0.95	7.60	13.00	0.58
		EC4-C-8-045	101	196.85	193.75	1.02	4.17	4.50	0.93
		EC4-D-4-04	152	412.00	410.00	1.00	5.67	5.66	1.00
	Promedio					0.96	Promedio		0.54
	Desv Estandar					0.06	Desv Estandar		0.32
	Coeficiente de variabilidad					0.06044	Coeficiente de variabilidad		0.59902
	10%					0.88742	10%		0.22644
	F.M					0.92	F.M		0.42

Tabla 5-10 Comparación de modelo y ensayo para modelo constitutivo Kawano de perfiles circulares rellenos (ensayos 6 al 12).

Geometría	Ensayo	Nombre de espécimen	D/T	Varma					
				Mmax (kN) modelo	Mmax (kN) ensayo	error	$\mu\phi$ 90% modelo	$\mu\phi$ 90% ensayo	error
Circular relleno CCFT	Nishiyama et al. (2002) [18]	EC4-A-4-035	51	28.93	33.00	0.88	23.00	20.37	1.13
		EC4-A-4-06	51	22.88	27.00	0.85	9.47	10.30	0.92
		EC4-C-2-035	101	126.00	126.00	1.00	26.00	19.00	1.37
		EC4-C-4-03	101	163.00	150.00	1.09	28.00	21.40	1.31
		EC4-C-4-04	101	159.13	157.00	1.01	22.00	13.00	1.69
		EC4-C-8-045	101	229.19	193.75	1.18	22.80	4.50	5.07
		EC4-D-4-04	152	442.00	410.00	1.08	21.60	5.66	3.82
	Promedio					1.01	Promedio		2.19
	Desv Estandar					0.12	Desv Estandar		1.60
	Coeficiente de variabilidad					0.12	Coeficiente de variabilidad		0.73
	10%					0.87	10%		0.76
	F.M					0.85	F.M		0.35

Tabla 5-11 Comparación de modelo y ensayo para modelo constitutivo Varma de perfiles circulares rellenos (ensayos 6 al 12).

Se presenta en la Tabla Tabla 5-12 la estimación del puntaje de cada modelo, donde se evidencia que el modelo de Sakino es el que presenta la puntuación mayor, indicando que independientemente del nivel de influencia de la resistencia máxima o la ductilidad máxima alcanzada es el que presenta mejor ajuste para los ensayos realizados.

Combinación	Q1 (Mmax)	Q2 ($\mu\phi$ 90%)	Puntuaciones		
			Sakino	Kawano	Varma
Peso 1	0.4	0.6	0.766	0.62	0.55
Peso 2	0.6	0.4	0.814	0.72	0.65
Peso 3	0.3	0.7	0.742	0.57	0.5
Peso 4	0.7	0.3	0.838	0.77	0.7
Peso 5	0.5	0.5	0.79	0.67	0.6

Tabla 5-12 Selección de modelo constitutivo para secciones circulares rellenas (ensayos del 6 al 12).

Según los resultados expuestos, el modelo de Sakino es el que mejor ajuste tiene representando el comportamiento de los ensayos recopilados tanto para secciones rectangulares rellenas como para secciones circulares rellenas. Se selecciona este modelo para los análisis que se realizarán a continuación.

6. ESTUDIO PARAMÉTRICO

Una vez seleccionados los modelos constitutivos que mejor representa los ensayos recopilados, se procede a realizar un estudio paramétrico en la determinación de la ductilidad de desplazamiento de miembros de secciones rectangulares rellenas y circulares rellenas. Para esto se genera una matriz considerando diferentes valores de nivel de carga axial (n), resistencia a compresión del hormigón (F_c), resistencia a tracción del acero (F_y), longitud del miembro (L) y relación de esbeltez de la sección (B/t o D/t).

Se utilizarán los valores dados en la Tabla 6-1, generándose un total de 423 combinaciones para secciones rectangulares rellenas y 432 combinaciones para perfiles circulares rellenos.

F_y (MPa)	F_c (MPa)	λ (B/t o D/t)	λ_{global} (L/B)	n (%)
235	30	0.5λ	6	20%
275	45	1.00λ	9	30%
355	60	1.25λ		40%
	75	1.50λ		
		1.75λ		

Tabla 6-1 Parámetros a evaluar en estudio de paramétrico.

Dónde:

F_y : Resistencia a tracción del acero del tubo en MPa

F_c : Resistencia a compresión del hormigón en MPa

λ : Esbeltez de la sección del tubo dada como la razón entre el ancho del tubo y su espesor (B/t). Para la determinación de la esbeltez, se trabajó a partir del valor

de esbeltez límite establecida por el Eurocódigo 4 para obviar efectos de pandeo local según la Figura 2-5 la cual corresponde a un valor de:

Para secciones tubulares circulares rellenas:

$$\lambda = 90 \frac{235}{f_y} \quad (36)$$

Para secciones tubulares rectangulares rellenas:

$$\lambda = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (37)$$

Se tiene entonces para cada tipo de acero los siguientes valores de esbeltez:

Fy (Mpa)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
235	26.0	52.00	65.00	78.00	91.00	104.00
275	24.0	48.07	60.09	72.10	84.12	96.14
355	21.2	42.31	52.89	63.46	74.04	84.62

Tabla 6-2 Esbelteces en función de resistencia de acero para secciones rectangulares rellenas.

Fy (Mpa)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
235	67.5	90.00	112.50	135.00	157.50	180.00
275	57.7	76.91	96.14	115.36	134.59	153.82
355	44.7	59.58	74.47	89.37	104.26	119.15

Tabla 6-3 Esbelteces en función de resistencia de acero para secciones circulares rellenas.

Fijando el ancho de la sección en 500 mm se obtienen los valores de espesores de las

Espesor (mm)						
Fy (Mpa)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
235.0	19.2	9.6	7.7	6.4	5.5	4.8
275.0	20.8	10.4	8.3	6.9	5.9	5.2
355.0	23.6	11.8	9.5	7.9	6.8	5.9

Tabla 6-4 y Tabla 6-5 a partir de la esbeltez para cada tipo de acero:

Espesor (mm)						
Fy (Mpa)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
235.0	19.2	9.6	7.7	6.4	5.5	4.8
275.0	20.8	10.4	8.3	6.9	5.9	5.2
355.0	23.6	11.8	9.5	7.9	6.8	5.9

Tabla 6-4 espesor de la pared del tubo evaluado para secciones rectangulares rellenas.

Espesor (mm)						
Fy (Mpa)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
235	7.4	5.6	4.4	3.7	3.2	2.8
275	8.7	6.5	5.2	4.3	3.7	3.3
355	11.2	8.4	6.7	5.6	4.8	4.2

Tabla 6-5 Espesor de la pared del tubo evaluado para secciones circulares rellenas.

λ_{global}: Es la esbeltez global del miembro evaluado, la cual se define como la razón entre el ancho y la longitud del miembro L/D en secciones circulares y L/B en secciones rectangulares. Definiendo el ancho del tubo en 500 mm se tienen valores de L/B de 6 y 9 las longitudes de miembros de 3 metros y 4.5 metros respectivamente.

n: Nivel de carga axial la sección, se define como la razón entre el axial aplicado entre la resistencia plástica N/N_{pl} en dónde:

$$N_{pl} = A_s \times F_y + 0.85 \times f'_c \times A_c \quad (38)$$

Dónde:

Ac: Área de hormigón dentro del tubo.

As: Área de acero del tubo.

Fy: Resistencia a tracción del acero del tubo en MPa

Fc: Resistencia a compresión del hormigón en MPa

6.1 Estudio paramétrico para secciones rectangulares rellenas

Para las secciones rectangulares rellenas se determinaron las resistencias plásticas y a partir de estas el nivel de carga axial para el 20%, 30% y 40%.

Se presenta en la tablas Tabla 6-6, Tabla 6-7 y Tabla 6-8 los valores de axial obtenidos a partir del porcentaje de la resistencia plástica para las secciones rectangulares rellenas, en para cada esbeltez de tubo evaluada y para cada resistencia del acero del tubo y del hormigón de relleno.

Fy (Mpa)	235.00	Fc (Mpa)	30.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	1480.94	1362.28	1290.65	1242.71	1208.38	1182.59
30%	2341.82	2134.47	2009.17	1925.27	1865.16	1819.98
40%	3441.01	3087.38	2873.22	2729.62	2626.65	2549.20

Fy (Mpa)	235.00	Fc (Mpa)	45.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	1952.16	1840.72	1773.45	1728.43	1696.19	1671.97
30%	2928.24	2761.08	2660.17	2592.65	2544.29	2507.95
40%	3904.32	3681.44	3546.89	3456.86	3392.39	3343.94

Fy (Mpa)	235.00	Fc (Mpa)	60.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2423.38	2319.16	2256.25	2214.15	2184.00	2161.35
30%	3635.07	3478.74	3384.37	3321.23	3276.00	3242.02
40%	4846.76	4638.32	4512.50	4428.30	4368.00	4322.69

Fy (Mpa)	235.00	Fc (Mpa)	75.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	11041.36	11210.58	11312.72	11381.08	11430.03	11466.81
30%	15855.21	16098.20	16244.88	16343.03	16413.33	16466.15
40%	21140.28	21464.26	21659.84	21790.71	21884.44	21954.86

Tabla 6-6 Niveles de carga axial para acero de 235 MPa en combinación con hormigones de 30MPa, 45MPa, 60 MPa y 75MPa.

Fy (Mpa)	275.00	Fc (Mpa)	30.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	1668.20	1503.57	1404.09	1337.48	1289.75	1253.88
30%	2502.30	2255.36	2106.14	2006.22	1934.63	1880.82
40%	3336.40	3007.15	2808.19	2674.96	2579.51	2507.76

Fy (Mpa)	275.00	Fc (Mpa)	45.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2134.53	1978.32	1883.93	1820.72	1775.43	1741.39
30%	3201.80	2967.48	2825.89	2731.07	2663.14	2612.08
40%	4269.07	3956.65	3767.85	3641.43	3550.86	3482.78

Fy (Mpa)	275.00	Fc (Mpa)	60.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2600.87	2453.07	2363.76	2303.95	2261.10	2228.90
30%	3901.30	3679.61	3545.64	3455.93	3391.66	3343.35
40%	5201.74	4906.14	4727.52	4607.90	4522.21	4457.79

Fy (Mpa)	275.00	Fc (Mpa)	75.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	3067.21	2927.82	2843.59	2787.19	2746.78	2716.41
30%	4600.81	4391.73	4265.39	4180.78	4120.17	4074.61
40%	6455.66	6099.07	5883.12	5738.32	5634.49	5556.39

Tabla 6-7 Niveles de carga axial para acero de 275 MPa en combinación con hormigones de 30MPa, 45MPa, 60 MPa y 75MPa.

Fy (Mpa)	355.00	Fc (Mpa)	30.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2132.71	1854.61	1686.19	1573.27	1492.29	1431.38
30%	3199.06	2781.91	2529.29	2359.90	2238.44	2147.08
40%	4265.41	3709.21	3372.39	3146.54	2984.58	2862.77

Fy (Mpa)	355.00	Fc (Mpa)	45.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2589.35	2322.01	2160.11	2051.56	1973.71	1915.16
30%	3884.02	3483.01	3240.17	3077.34	2960.57	2872.75
40%	5178.70	4644.02	4320.22	4103.11	3947.43	3830.33

Fy (Mpa)	355.00	Fc (Mpa)	60.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	3045.99	2789.41	2634.03	2529.85	2455.14	2398.94
30%	4568.98	4184.12	3951.05	3794.77	3682.70	3598.41
40%	6216.31	5692.68	5375.57	5162.95	5010.48	4895.80

Fy (Mpa)	355.00	Fc (Mpa)	75.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.50*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	3502.63	3256.81	3107.95	3008.13	2936.56	2882.72
30%	5253.95	4885.22	4661.93	4512.20	4404.84	4324.08
40%	7148.23	6646.56	6342.76	6139.05	5992.97	5883.10

Tabla 6-8 Niveles de carga axial para acero de 355 MPa en combinación con hormigones de 30MPa, 45MPa, 60 MPa y 75MPa

A continuación se presenta en las figuras Figura 6-2, Figura 6-3, Figura 6-4, Figura 6-5, Figura 6-6 y Figura 6-7 la ductilidad de desplazamiento vs esbeltez obtenidos para cada una de las combinaciones antes mencionadas, donde se señalan los límites expuestos por el modelo constitutivo de Sakino para los cuales ocurre el pandeo local del tubo, siendo las secciones cuya esbeltez del tubo son menores al límite “Tipo 2” en las que ocurrirá el pandeo local luego de ocurrir la cedencia a compresión, las esbelteces entre los límites “Tipo 2” y “Tipo 3” serán aquellas secciones en las que el pandeo local ocurre justo al alcanzar la cedencia en compresión, y las esbelteces mayores al límite “Tipo 3” serán aquellas en las que el pandeo local del tubo ocurrirá en el rango elástico, es decir antes de alcanzar la cedencia por compresión del tubo, como se muestra en la Figura 6-1.

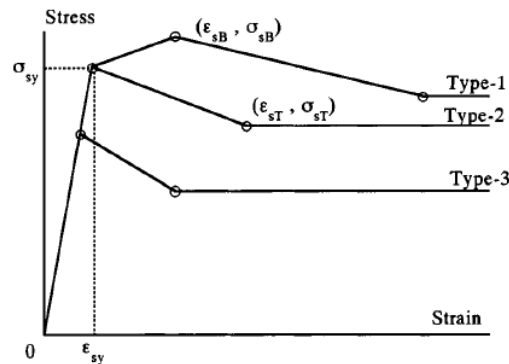


Figura 6-1 Modelos esfuerzo-deformación del acero para tubular rectangular relleno.
Modelo Sakino et al.

Los valores de ductilidad obtenidos en las gráficas fueron obtenidos para una caída de resistencia del 10%, es decir para una resistencia igual al 90% de la resistencia máxima, asimismo fueron corregidos por el Factor Modificador (F.M) determinado anteriormente para este parámetro en el modelo constitutivo de Sakino.

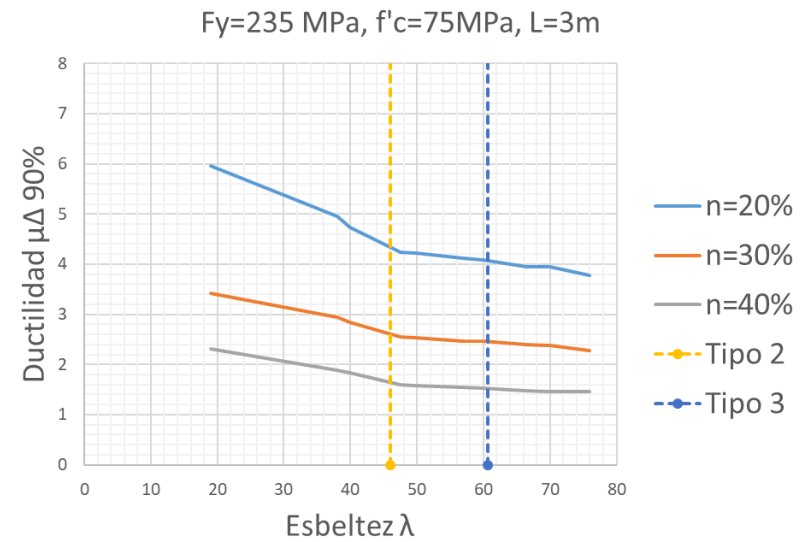
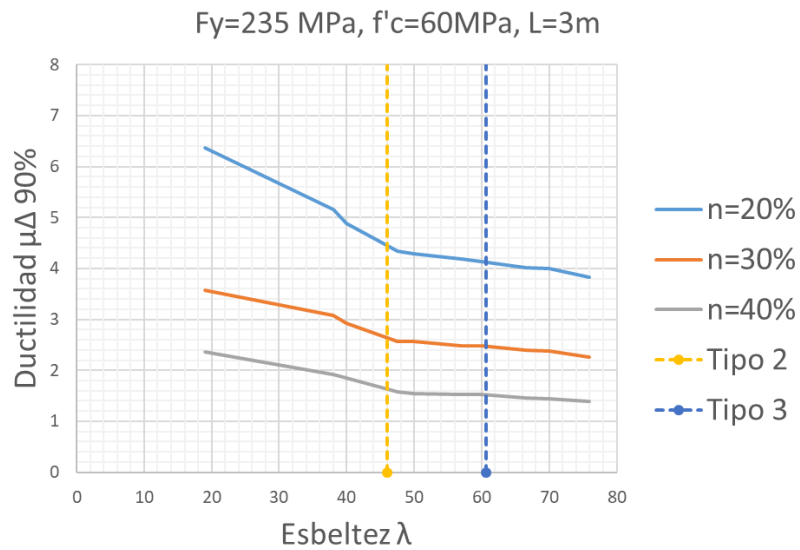
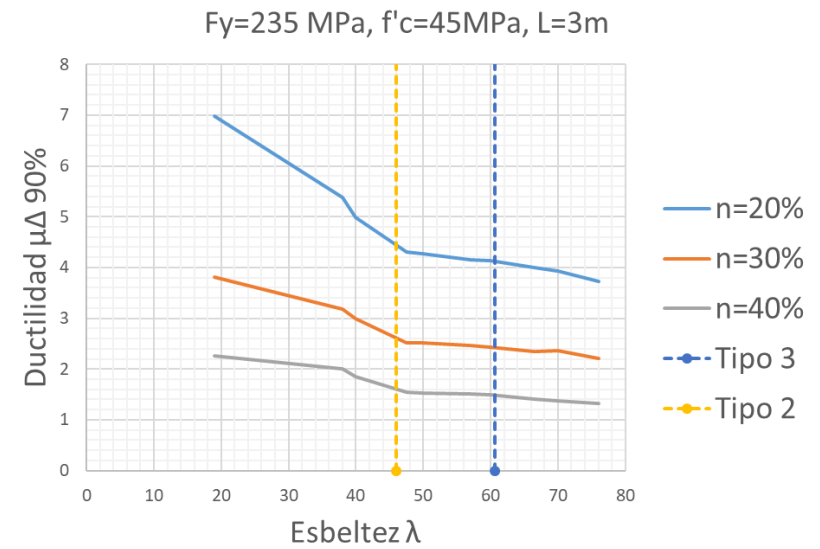
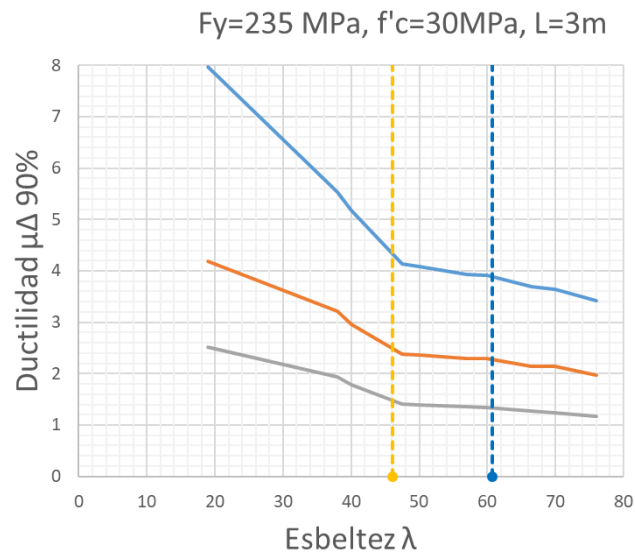


Figura 6-2 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para $F_y=235\text{MPa}$ y $L=3\text{m}$ en secciones rectangulares rellenas

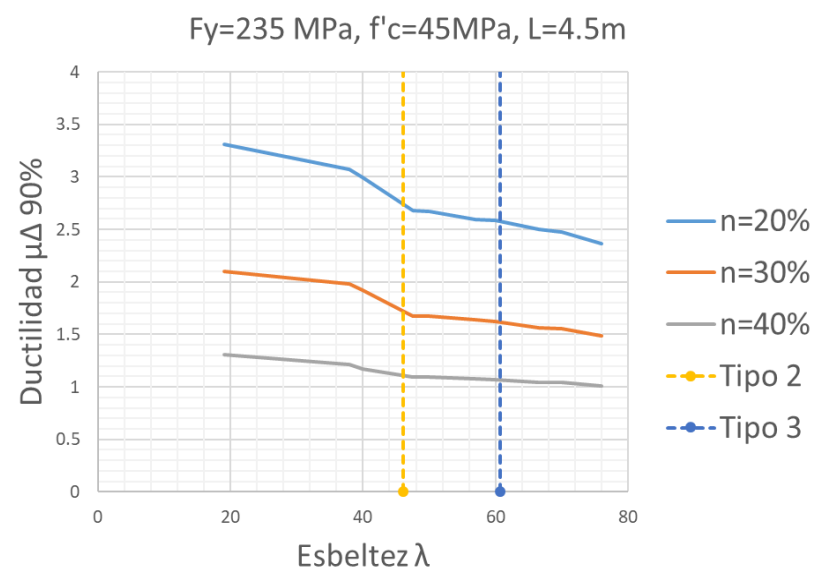
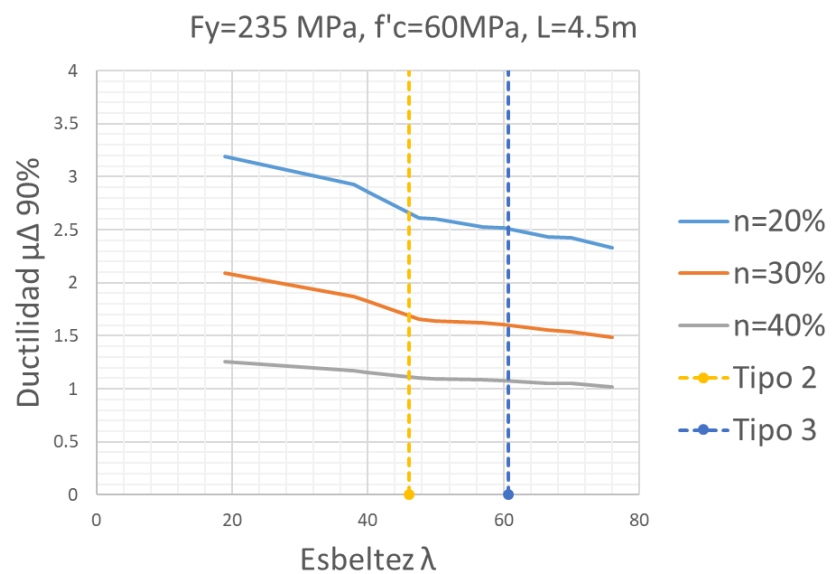
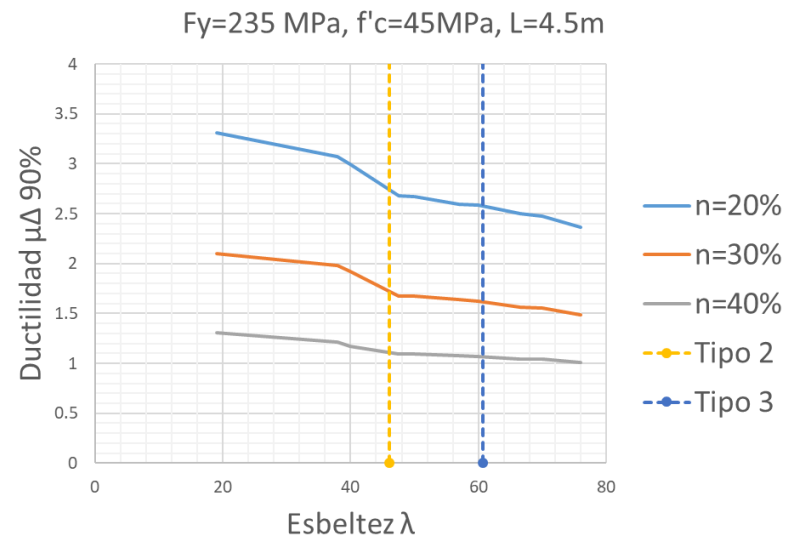
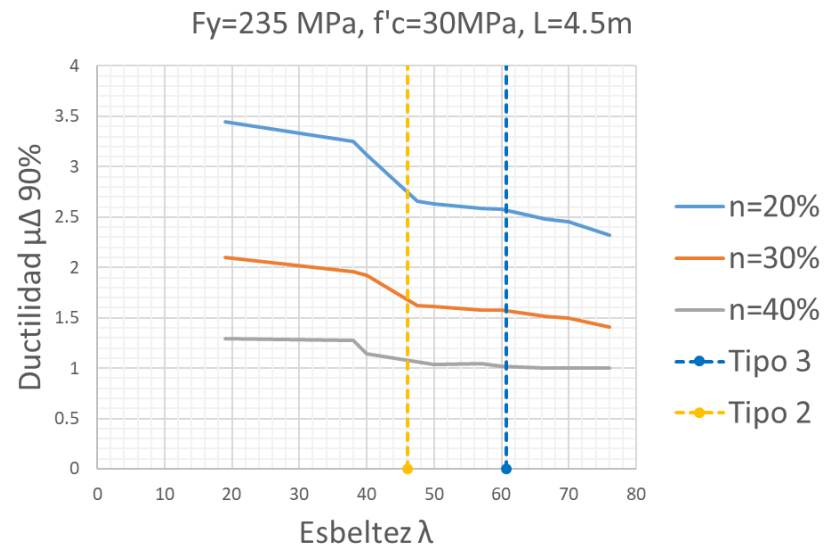


Figura 6-3 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para Fy=235MPa y L=4.5m en secciones rectangulares rellenas

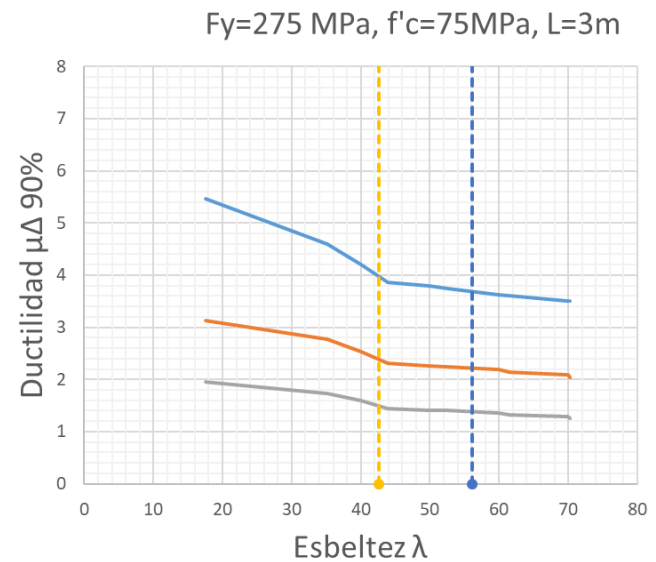
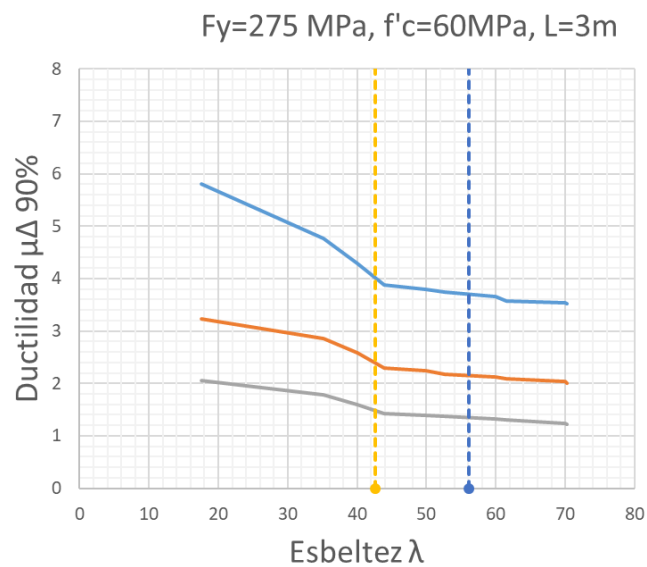
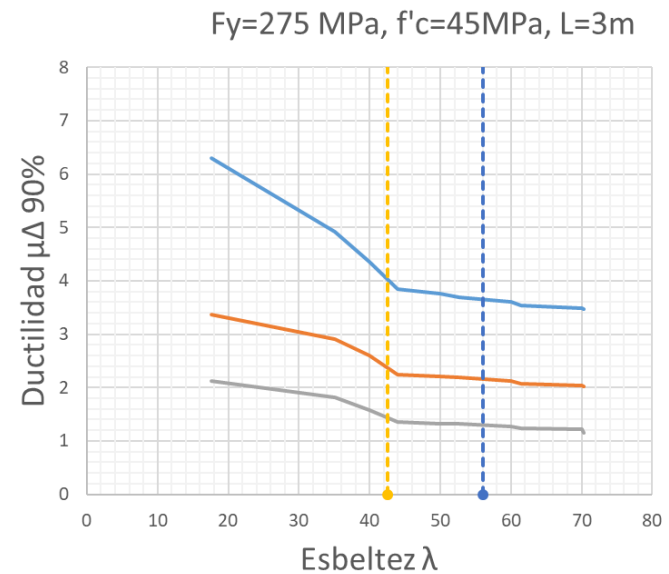
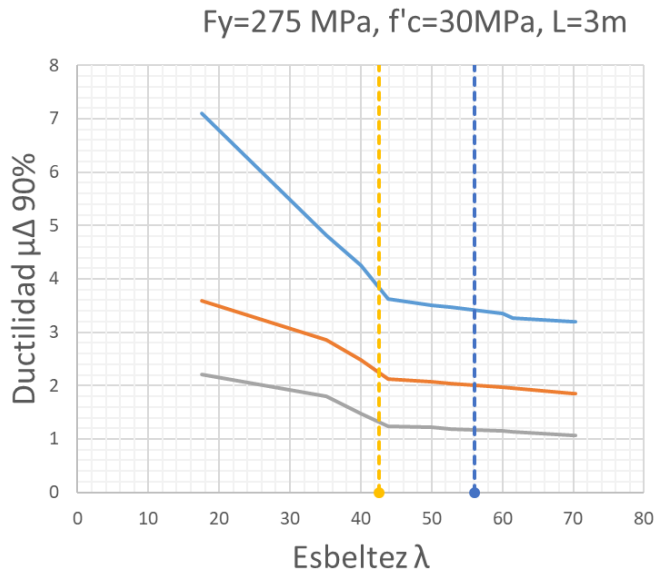


Figura 6-4 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para Fy=275MPa y L=3m en secciones rectangulares rellenas

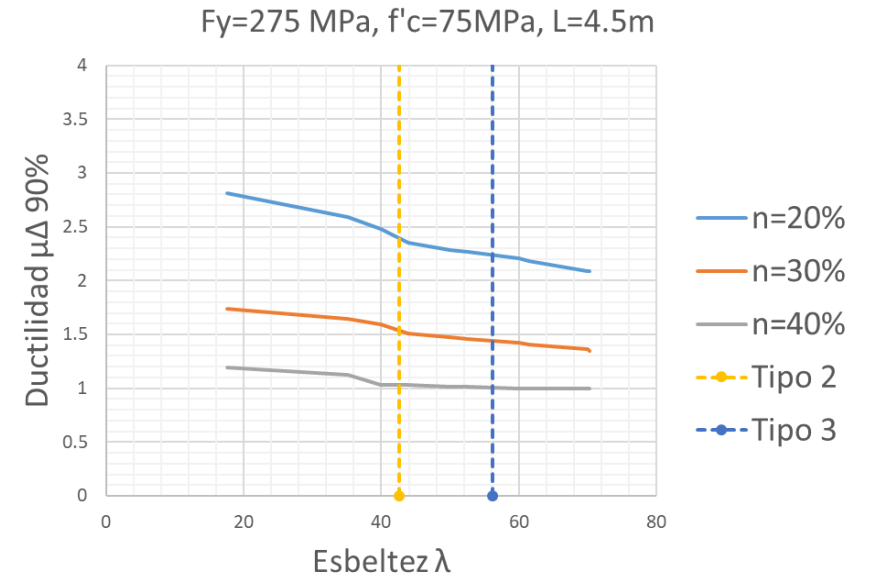
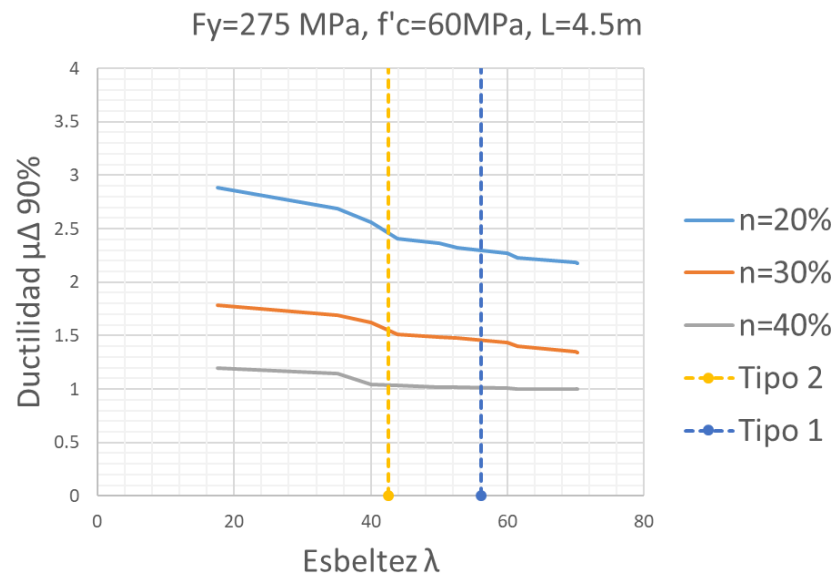
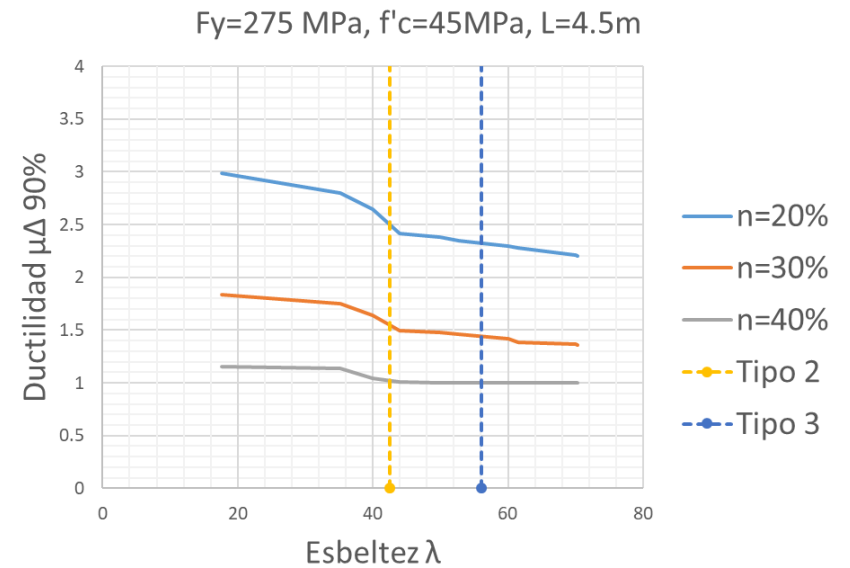
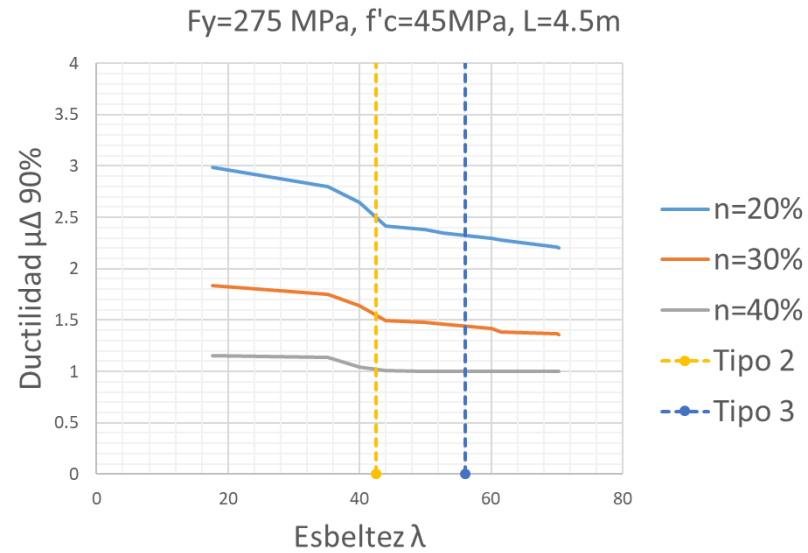


Figura 6-5 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para $F_y=275 \text{ MPa}$ y $L=4.5 \text{ m}$ en secciones rectangulares rellenas

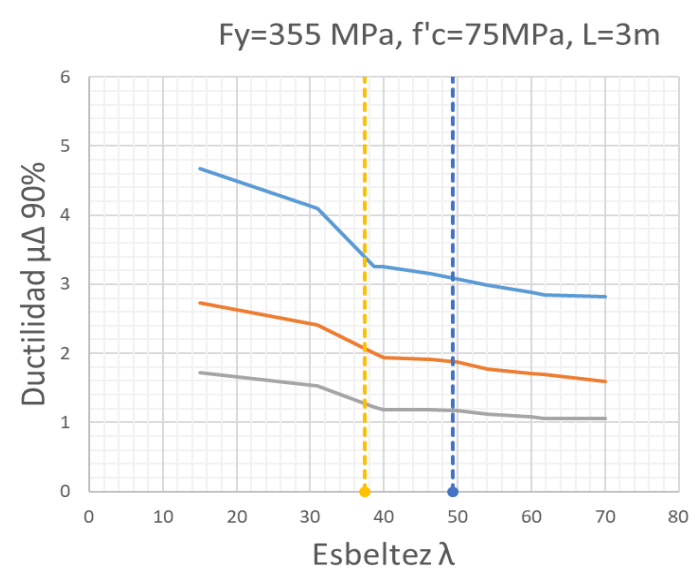
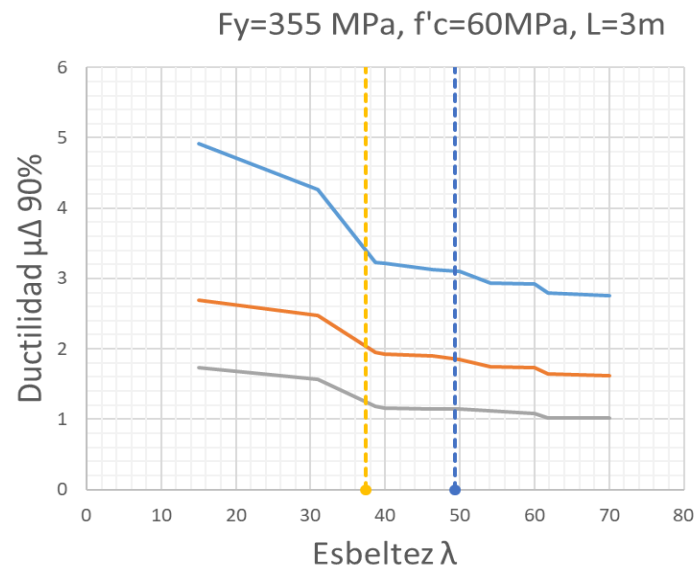
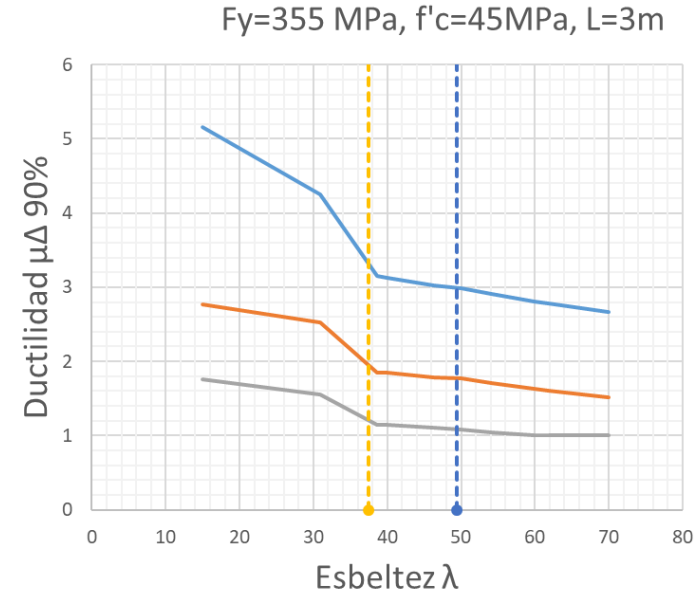
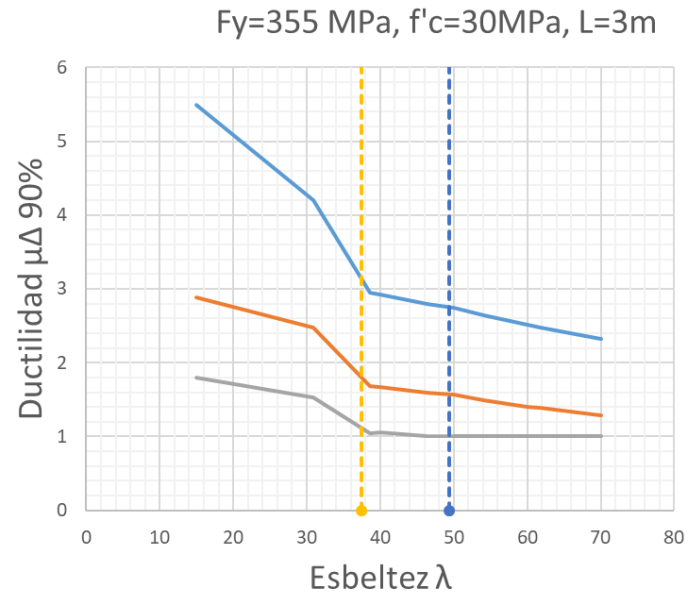


Figura 6-6 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para $F_y=355 \text{ MPa}$ y $L=3 \text{ m}$ en secciones rectangulares rellenas

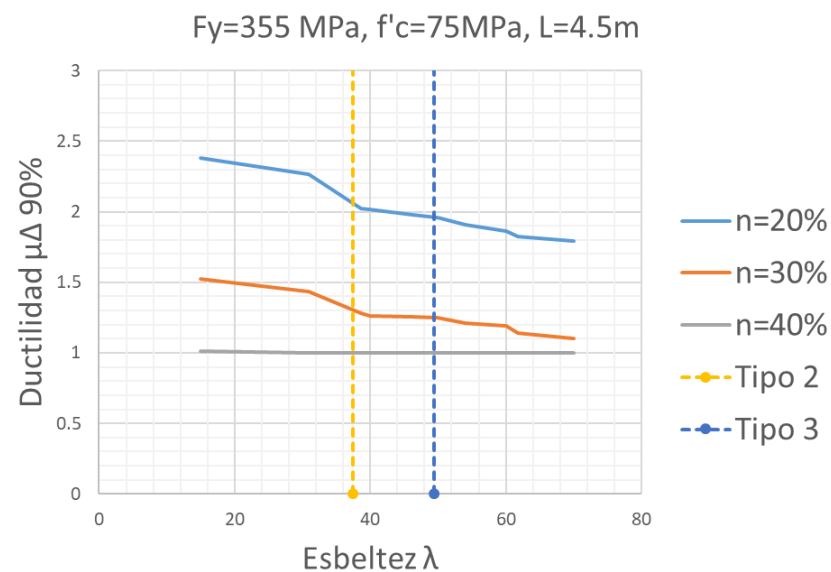
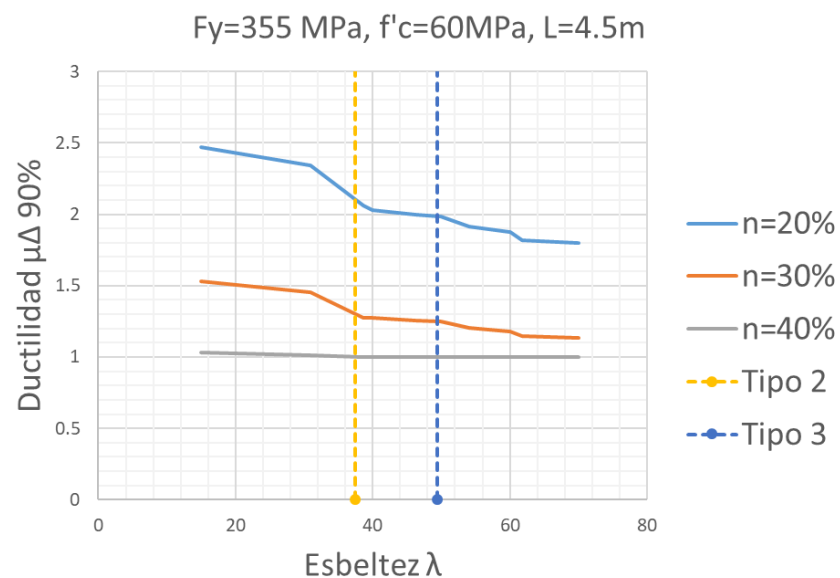
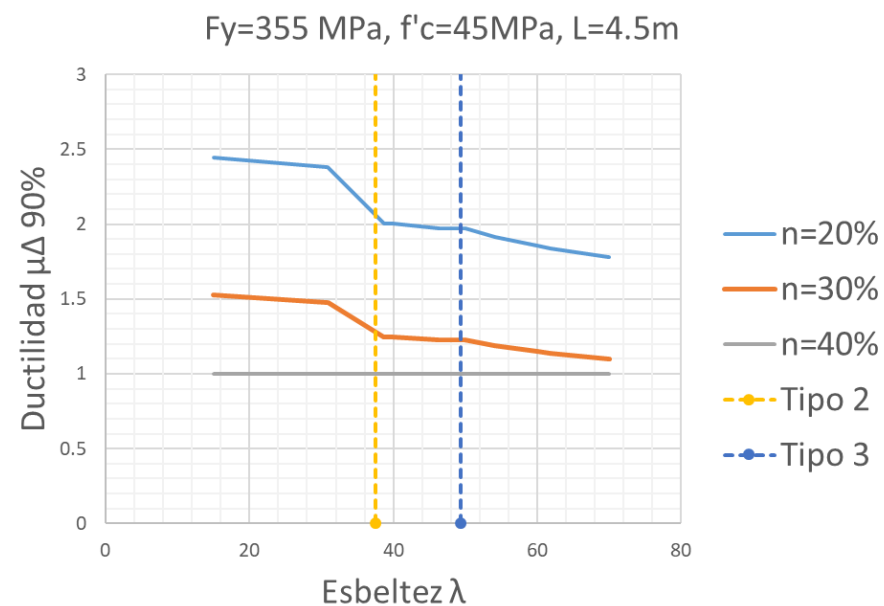
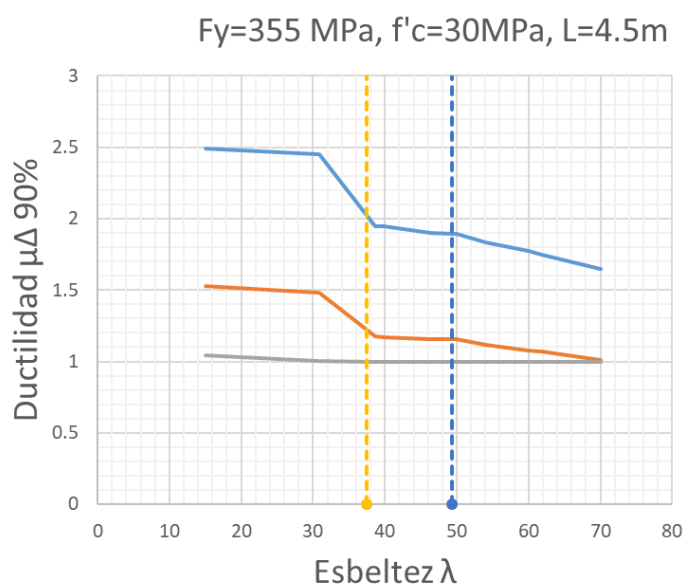


Figura 6-7 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para Fy=355MPa y L=4.5m en secciones rectangulares rellenas

Se pueden destacar varios aspectos importantes de los gráficos presentados

Como es era de esperar, se observa que la ductilidad de desplazamiento es altamente sensible al nivel de carga axial. Para una misma esbeltez de tubo, longitud y resistencia de materiales, la ductilidad cae drásticamente a medida que aumenta el nivel de carga axial, esto debido a que al estar más comprimida la sección alcanzará mayores deformaciones en la zona a compresión, por tanto, llega más rápido a la deformación de pandeo local, ocurriendo este pandeo prematuramente en comparación a una sección menos comprimida.

Se observa que las gráficas pierden linealidad para valores de esbelteces bajos, precisamente en valores de esbelteces menores al límite Tipo 2, esto se debe a que, según el modelo de Sakino, las secciones con esbelteces por debajo de este límite tendrán capacidad de deformación inelástica antes de alcanzar el punto de ocurrencia del pandeo local. Más allá de este límite, el acero del tubo estará gobernado por un modelo constitutivo tensión deformación en el cual el pandeo local ocurre en o antes de alcanzar la cedencia, es decir, un pandeo local en el rango elástico, lo que evidentemente reduce la ductilidad de curvatura de la sección provocando la caída de ductilidad de desplazamiento. Este efecto se ve incrementado a medida que aumenta la esbeltez del tubo.

Por último, se observa que a medida que aumenta la longitud del tubo para una misma sección, resistencia de materiales, esbeltez y nivel de carga axial, la ductilidad de desplazamiento decrece, esto se debe principalmente a que los miembros de mayor longitud serán más sensibles a los efectos de segundo orden al presentar mayores desplazamientos laterales por su menor rigidez lateral, lo que se traduce en una caída de ductilidad de desplazamiento.

En los gráficos de las figuras Figura 6-8, Figura 6-9 y Figura 6-10 se muestra la influencia de la resistencia del hormigón en la ductilidad de desplazamiento de secciones rectangulares rellenas, para un mismo nivel de carga axial en la sección, misma resistencia de materiales y longitud de miembro. Igualmente se señalan los límites de esbelteces para los cuales el modelo constitutivo del acero define la ocurrencia del pandeo local en el rango elástico e inelástico como se hizo anteriormente.

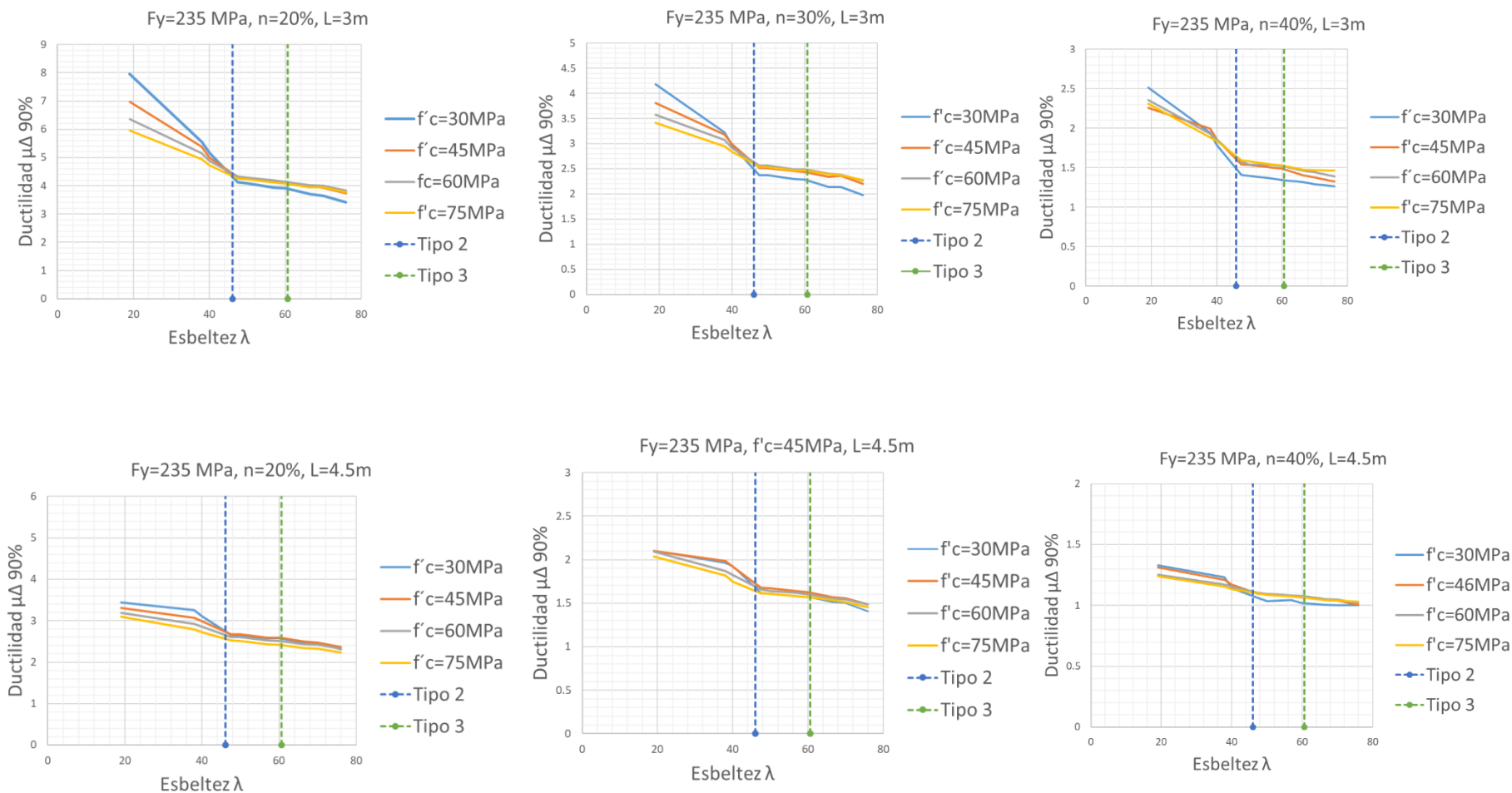


Figura 6-8 Influencia de la resistencia del hormigón en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_y=235\text{MPa}$

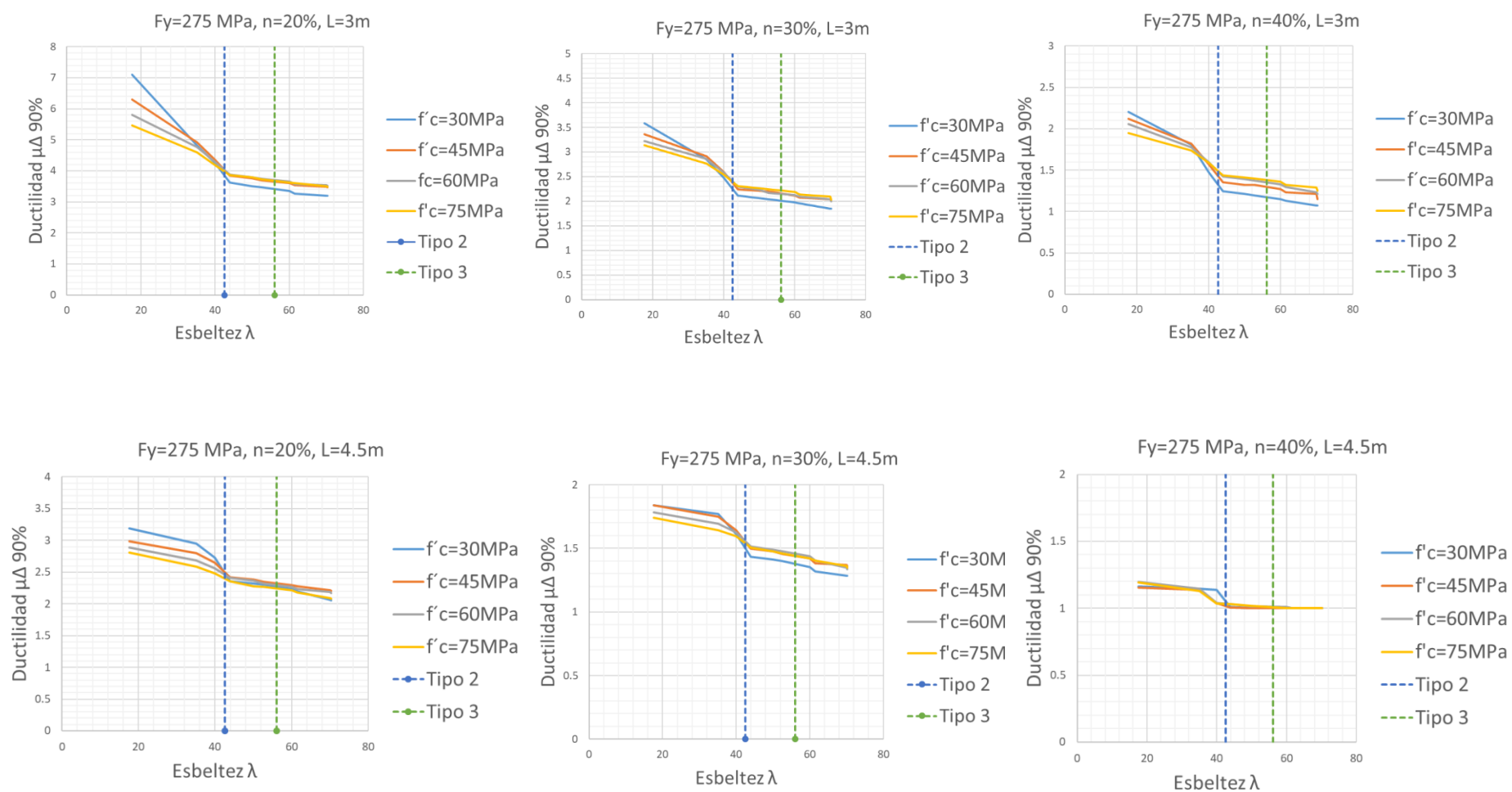


Figura 6-9 Influencia de la resistencia del hormigón en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_y=275\text{MPa}$

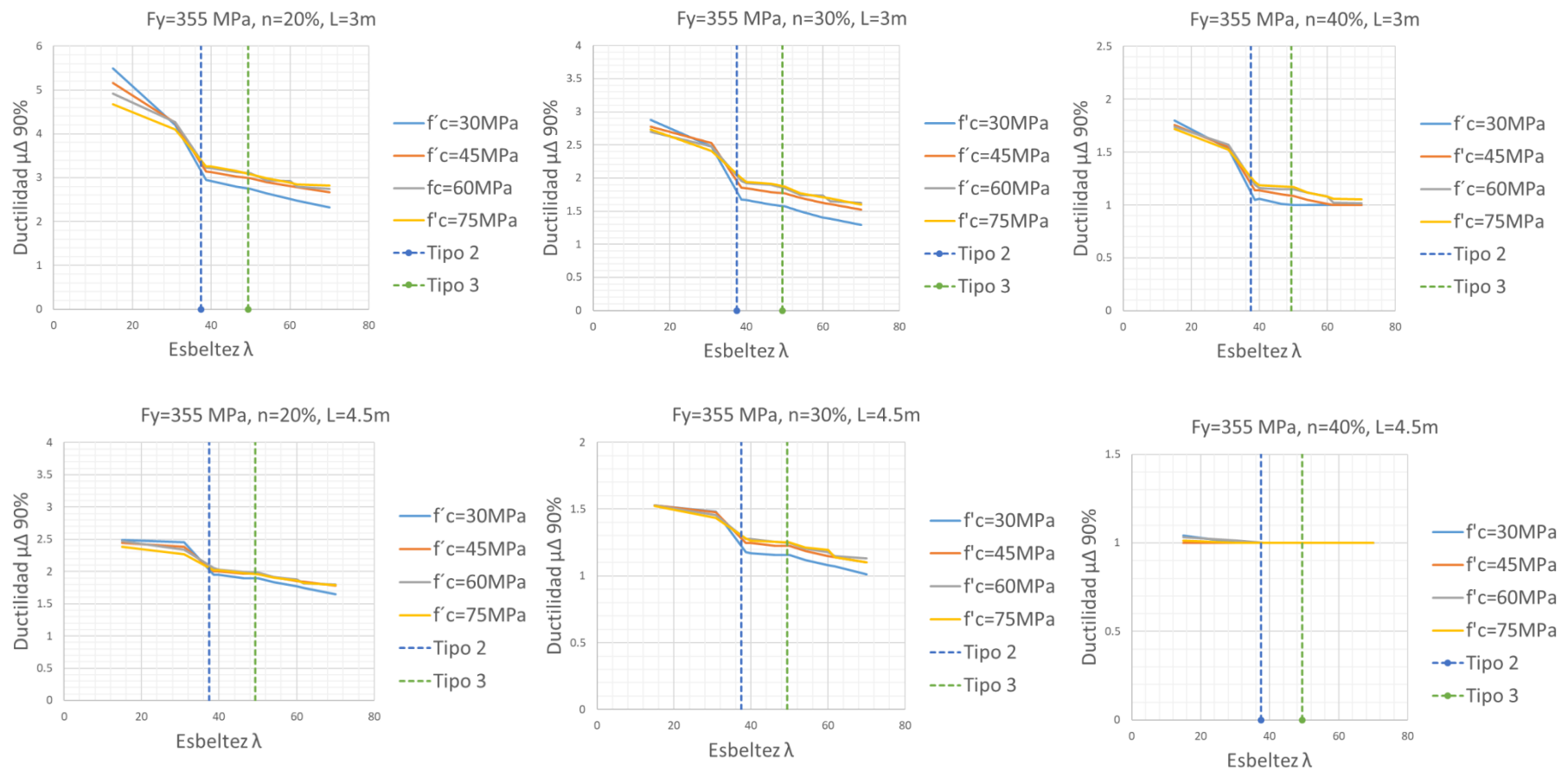


Figura 6-10 Influencia de la resistencia del hormigón en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_y=355\text{ MPa}$

En principio se puede observar las figuras Figura 6-8, Figura 6-9 y Figura 6-10 que la ductilidad de desplazamiento tiende a ser mayor en hormigones de baja resistencia conforme aumenta la pared del tubo, y por el contrario tiende a converger a un valor para diferentes valores de resistencia de hormigón a medida que la esbeltez aumenta.

A medida que el tubo es más grueso el efecto del confinamiento del hormigón será mayor, siendo las secciones con hormigones de baja resistencias más favorecidas por este efecto. Para generar el mismo grado de confinamiento en un hormigón de alta resistencia que en el de uno de baja resistencia, se necesita mayor espesor de tubo. Esto se hace evidente en la definición del modelo constitutivo del hormigón confinado, donde en el rango plástico la pendiente de caída del de alta resistencia es mayor al de baja resistencia para un mismo espesor de tubo.

Al disminuir la pared del tubo, conforme aumenta relación de esbeltez, la sección será más susceptible al pandeo local y por tanto a alcanzar su máxima resistencia antes de que el hormigón desarrolle una considerable deformación inelástica, es decir, la ductilidad en secciones con espesor de tubo delgado estará condicionada por la caída de resistencia del acero que por la del hormigón (en cuanto a ductilidad se refiere), es por este motivo que las gráficas empiezan a convergen cuando la esbeltez aumenta, indicando que la ductilidad para altas esbelteces del tubo deja de depender de la resistencia de hormigón.

Es destacable que en los hormigones de más baja resistencia, para valores de esbelteces altos (superando el límite Tipo 2), presentan una menor ductilidad que los de mayor resistencia. Este fenómeno puede deberse a dos efectos. El primero que al disminuir la resistencia del hormigón también disminuye la rigidez lateral del miembro que, para esbelteces altas del tubo, dependerá más de la contribución del hormigón. Por este motivo, el miembro con menor resistencia de hormigón presentará mayores

deflexiones laterales y por tanto será más susceptible a efectos de segundo orden provocando una caída más drástica de resistencia y por tanto desarrollará menos ductilidad. El segundo motivo es debido a la expansión volumétrica del hormigón. Las secciones que presentan pandeo local del tubo antes de la plastificación del acero desarrollan un bajo nivel de tensiones en el rango inelástico, estado en el cual los hormigones de baja resistencia presentan mayor expansión volumétrica que los de mayor resistencia si a este efecto se le suma el hecho de que con un espesor pequeño del tubo el efecto de confinamiento es menor, tiene sentido que los hormigones de menor resistencia presenten menos ductilidad para niveles altos de esbeltez del tubo.

Como es de esperar, se observa que la ductilidad de desplazamiento es altamente sensible al nivel de carga axial. Para una misma esbeltez de tubo, longitud y resistencia de materiales, la ductilidad cae drásticamente a medida que aumenta el nivel de carga axial, esto debido a que al estar más comprimida la sección alcanzará mayores deformaciones en la zona a compresión, por tanto, llegará más rápido a la deformación de pandeo local ocurriendo este prematuramente en comparación a una sección menos comprimida. Adicionalmente, el efecto del confinamiento del hormigón dentro del tubo, para relaciones de esbeltez bajas (espesor grueso), será mucho mayor, y por tanto aumentará su ductilidad.

A continuación, se presenta la evaluación de la sensibilidad de la resistencia del acero en el cálculo de la ductilidad de desplazamiento para secciones rectangulares rellenas.

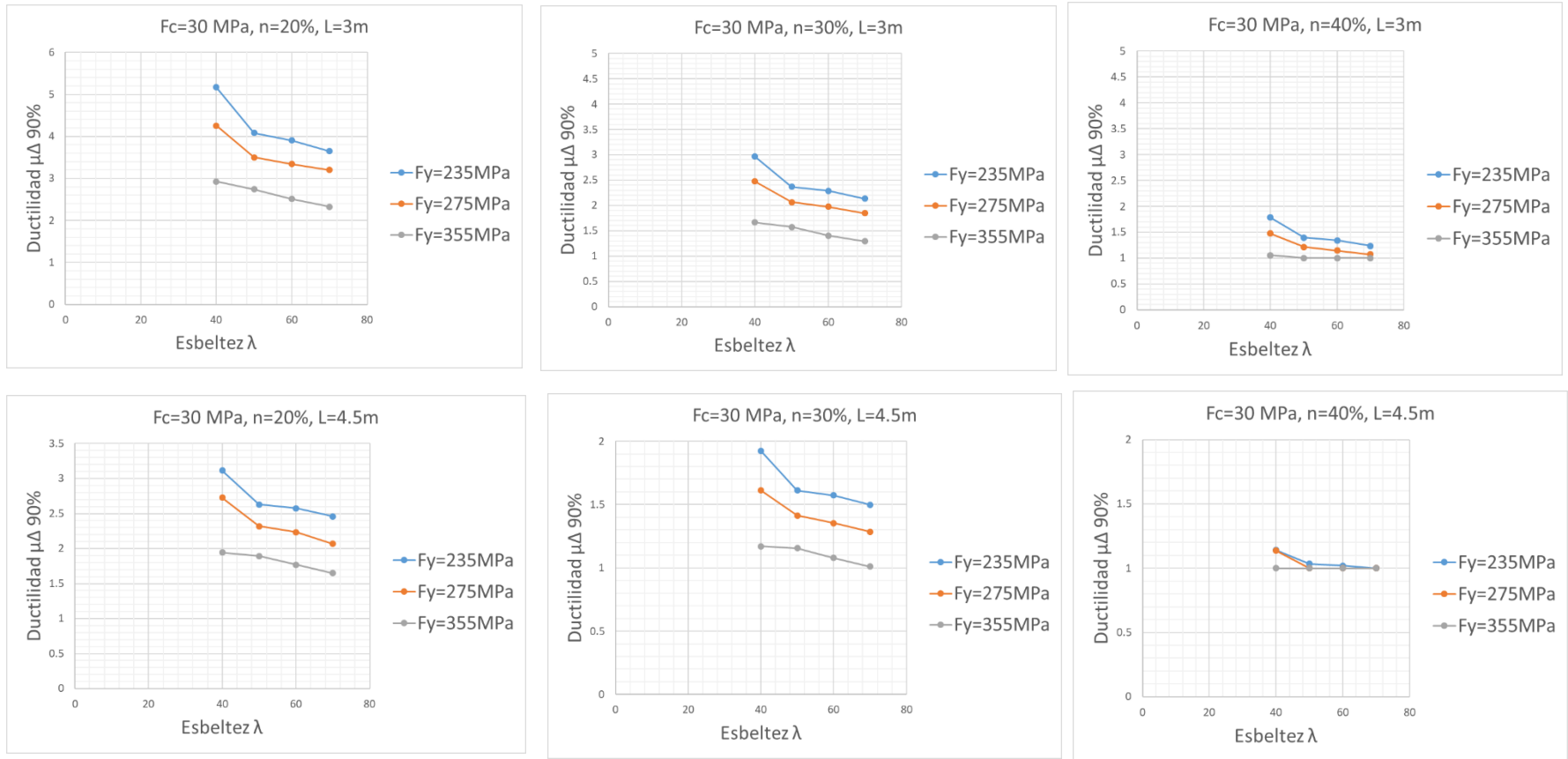


Figura 6-11 Influencia de la resistencia del acero en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_c=30$ MPa

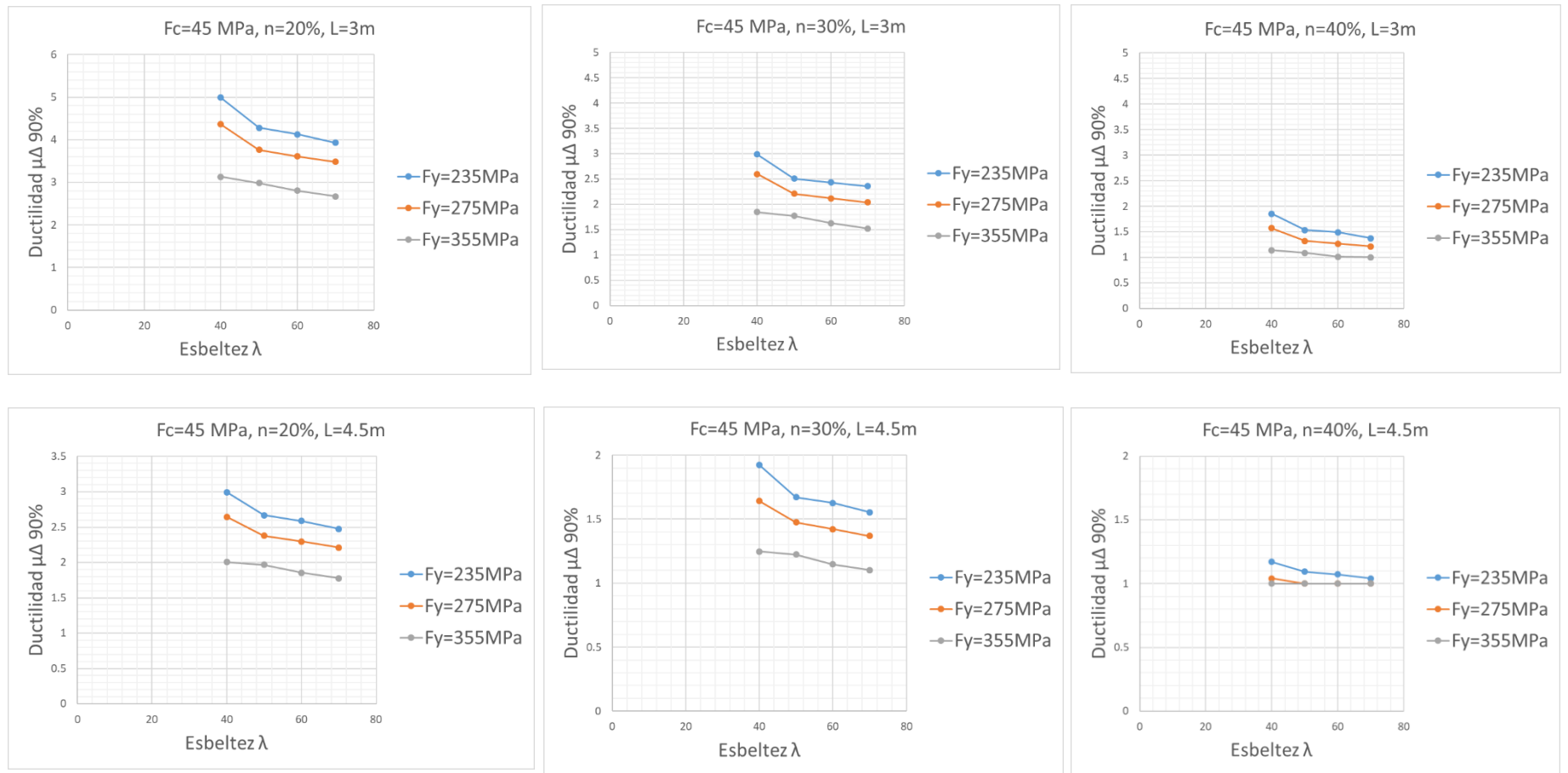


Figura 6-12 Influencia de la resistencia del acero en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_c=45\text{MPa}$

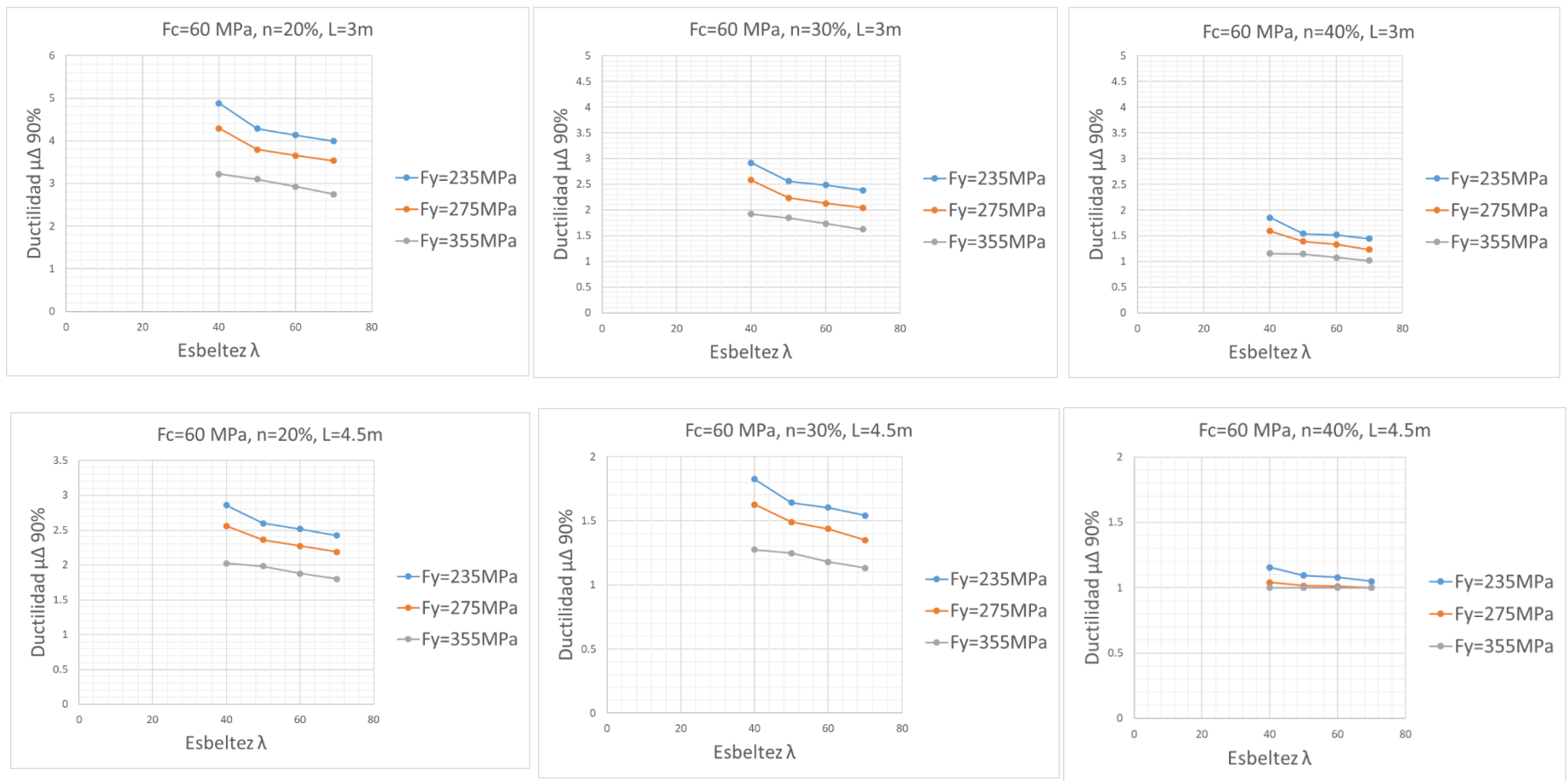


Figura 6-13 Influencia de la resistencia del acero en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_c=60\text{MPa}$

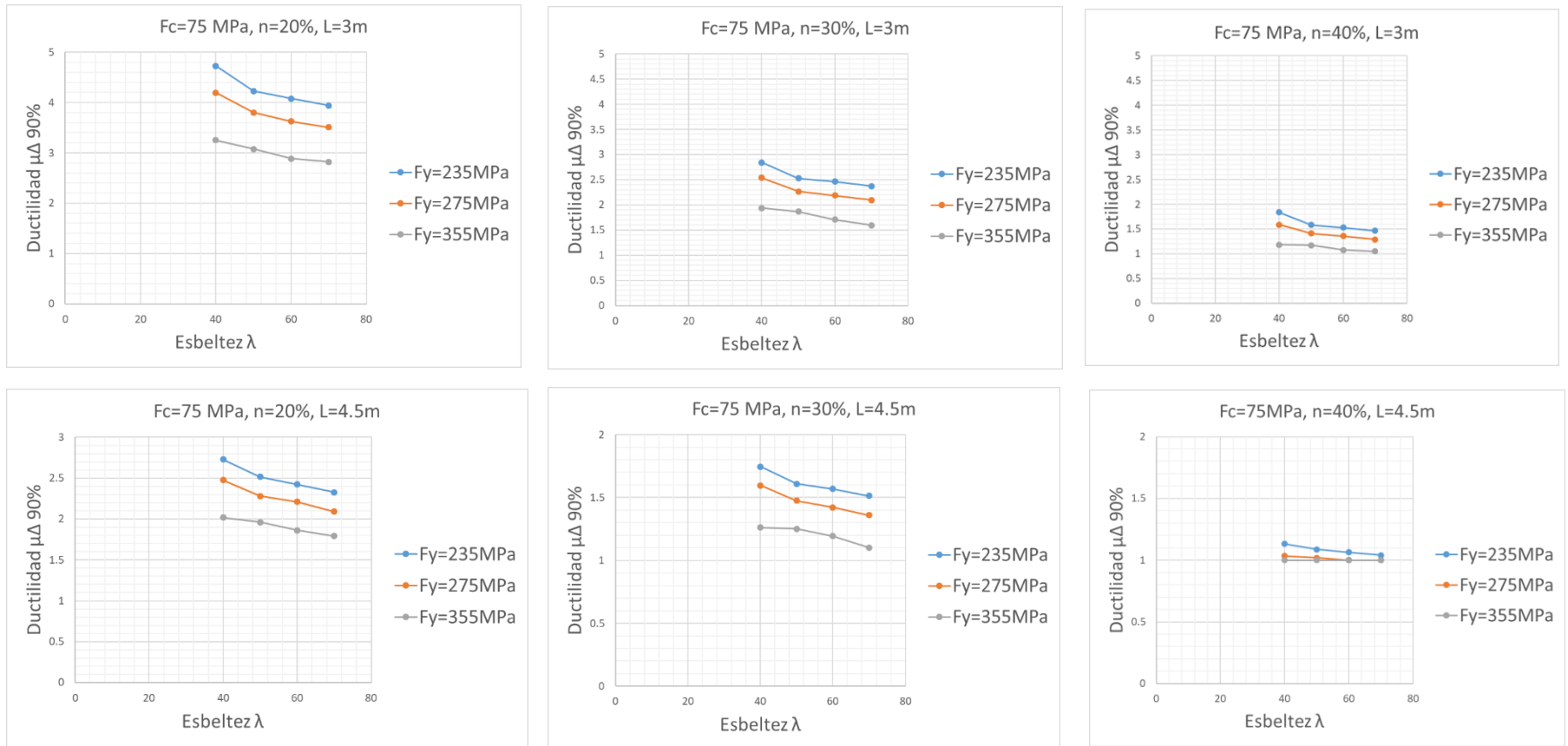


Figura 6-14 Influencia de la resistencia del acero en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_c=75$ MPa

De los gráficos presentados se observa que en general la resistencia del acero tiene gran influencia en la ductilidad de desplazamiento del miembro, como es de esperar los miembros de mayor resistencia resultan menos dúctiles.

Si bien es cierto que el aumento de la resistencia del acero mejora el efecto del confinamiento del hormigón al aumentar la presión lateral del tubo, no se logra ver una considerable ganancia de ductilidad para los aceros trabajados en secciones rectangulares. Adicionalmente, el utilizar un acero de mayor resistencia a uno de menor resistencia retrasa considerablemente la ocurrencia del momento cedente, como consecuencia de que la deformación cedente sea más difícil de alcanzar y por tanto la zona en compresión deformará más llegando a la falla por compresión más rápido, en el caso de secciones esbeltas por pandeo local y en poco esbeltas para una deformación del acero fijado del 5%. Este comportamiento tiene una repercusión directa en la ductilidad de desplazamiento del miembro.

Se observa también que a medida que aumenta el nivel de carga axial en la sección los valores de ductilidad bajan y las gráficas se acercan, indicando que el nivel de afectación de la resistencia del acero cuando el nivel de carga axial es alto es menor. En perfiles de pared delgada, el tener altos niveles de compresión facilita la ocurrencia del pandeo local y por tanto la caída rápida de resistencia disminuyendo la ductilidad de desplazamiento. En perfiles de pared gruesa igualmente la compresión hace que la zona a compresión donde el modelo constitutivo del acero de alta resistencia presenta mayor caída en el rango plástico que el acero de baja resistencia. Por tanto, sea cual sea el nivel de esbeltez, para altos niveles de carga axial será más dúctil el acero de menor resistencia, pero esta diferencia es mucho menor que en el caso de bajos niveles de axial.

Por último, los gráficos con mayores longitudes de miembros presentan menor ductilidad debido a que será más susceptibles a efectos de segundo orden, quien es

el que parece estar gobernando el comportamiento, pero se sigue manteniendo que el acero de menor resistencia genera ductilidades de desplazamiento mayores.

6.2 Estudio paramétrico para secciones circulares rellenas

A continuación, se determinan las resistencias plásticas y a partir de estas el nivel de carga axial para el 20%, 30% y 40% de esta resistencia. Se presenta estos valores de fuerza axial en las tablas a continuación en función de la esbeltez de tubo evaluada y para cada resistencia del acero del tubo y del hormigón de relleno...

Asimismo se muestran en las figuras Figura 6-15, Figura 6-16, Figura 6-17, Figura 6-18, Figura 6-19 y Figura 6-20 los gráficos fuerza lateral vs drift obtenidos del análisis para cada tipo de material, longitud y nivel de carga axial.

Fy (Mpa)	235.00	Fc (Mpa)	30.00			
nivel de	P (kN)					
axil n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	1480.94	1362.28	1290.65	1242.71	1208.38	1182.59
30%	2341.82	2134.47	2009.17	1925.27	1865.16	1819.98
40%	3441.01	3087.38	2873.22	2729.62	2626.65	2549.20

Fy (Mpa)	235.00	Fc (Mpa)	45.00			
nivel de axil n (%)	P (kN)					
	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	1952.16	1840.72	1773.45	1728.43	1696.19	1671.97
30%	2928.24	2761.08	2660.17	2592.65	2544.29	2507.95
40%	3904.32	3681.44	3546.89	3456.86	3392.39	3343.94

Fy (Mpa)	235.00	Fc (Mpa)	60.00			
nivel de axil n (%)	P (kN)					
	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2423.38	2319.16	2256.25	2214.15	2184.00	2161.35
30%	3635.07	3478.74	3384.37	3321.23	3276.00	3242.02
40%	4846.76	4638.32	4512.50	4428.30	4368.00	4322.69

Fy (Mpa)	235.00	Fc (Mpa)	75.00			
nivel de axil n (%)	P (kN)					
	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	11041.36	11210.58	11312.72	11381.08	11430.03	11466.81
30%	15855.21	16098.20	16244.88	16343.03	16413.33	16466.15
40%	21140.28	21464.26	21659.84	21790.71	21884.44	21954.86

Tabla 6-9 Niveles de carga axial para acero de 235 MPa en combinación con hormigones de 30MPa, 45MPa, 60 MPa y 75MPa.

Fy (Mpa)	275.00	Fc (Mpa)	30.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	1668.20	1503.57	1404.09	1337.48	1289.75	1253.88
30%	2502.30	2255.36	2106.14	2006.22	1934.63	1880.82
40%	3336.40	3007.15	2808.19	2674.96	2579.51	2507.76

Fy (Mpa)	275.00	Fc (Mpa)	45.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2134.53	1978.32	1883.93	1820.72	1775.43	1741.39
30%	3201.80	2967.48	2825.89	2731.07	2663.14	2612.08
40%	4269.07	3956.65	3767.85	3641.43	3550.86	3482.78

Fy (Mpa)	275.00	Fc (Mpa)	60.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2600.87	2453.07	2363.76	2303.95	2261.10	2228.90
30%	3901.30	3679.61	3545.64	3455.93	3391.66	3343.35
40%	5201.74	4906.14	4727.52	4607.90	4522.21	4457.79

Fy (Mpa)	275.00	Fc (Mpa)	75.00			
nivel de axil	P (kN)					
n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	3067.21	2927.82	2843.59	2787.19	2746.78	2716.41
30%	4600.81	4391.73	4265.39	4180.78	4120.17	4074.61
40%	6455.66	6099.07	5883.12	5738.32	5634.49	5556.39

Tabla 6-10 Niveles de carga axial para acero de 275 MPa en combinación con hormigones de 30MPa, 45MPa, 60 MPa y 75MPa.

Fy (Mpa)	355.00	Fc (Mpa)	30.00			
nivel de	P (kN)					
axil n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2132.71	1854.61	1686.19	1573.27	1492.29	1431.38
30%	3199.06	2781.91	2529.29	2359.90	2238.44	2147.08
40%	4265.41	3709.21	3372.39	3146.54	2984.58	2862.77

Fy (Mpa)	355.00	Fc (Mpa)	45.00			
nivel de	P (kN)					
axil n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	2589.35	2322.01	2160.11	2051.56	1973.71	1915.16
30%	3884.02	3483.01	3240.17	3077.34	2960.57	2872.75
40%	5178.70	4644.02	4320.22	4103.11	3947.43	3830.33

Fy (Mpa)	355.00	Fc (Mpa)	60.00			
nivel de axil n (%)	P (kN)					
	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	3045.99	2789.41	2634.03	2529.85	2455.14	2398.94
30%	4568.98	4184.12	3951.05	3794.77	3682.70	3598.41
40%	6216.31	5692.68	5375.57	5162.95	5010.48	4895.80

Fy (Mpa)	355.00	Fc (Mpa)	75.00			
nivel de	P (kN)					
axil n (%)	0.75*λ	1.00*λ	1.25*λ	1.50*λ	1.75*λ	2.00*λ
20%	3502.63	3256.81	3107.95	3008.13	2936.56	2882.72
30%	5253.95	4885.22	4661.93	4512.20	4404.84	4324.08
40%	7148.23	6646.56	6342.76	6139.05	5992.97	5883.10

Tabla 6-11 Niveles de carga axial para acero de 355 MPa en combinación con hormigones de 30MPa, 45MPa, 60 MPa y 75MPa.

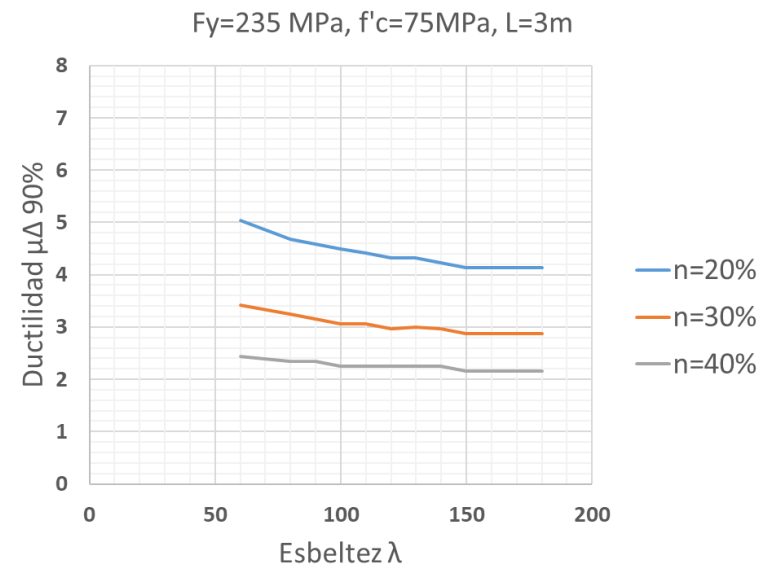
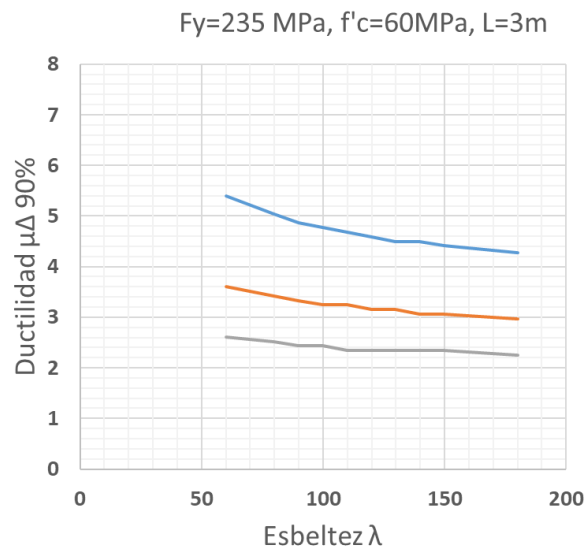
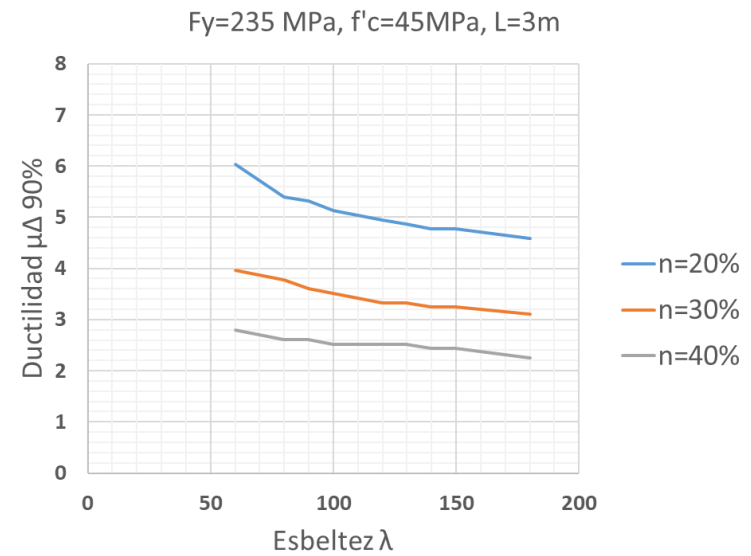
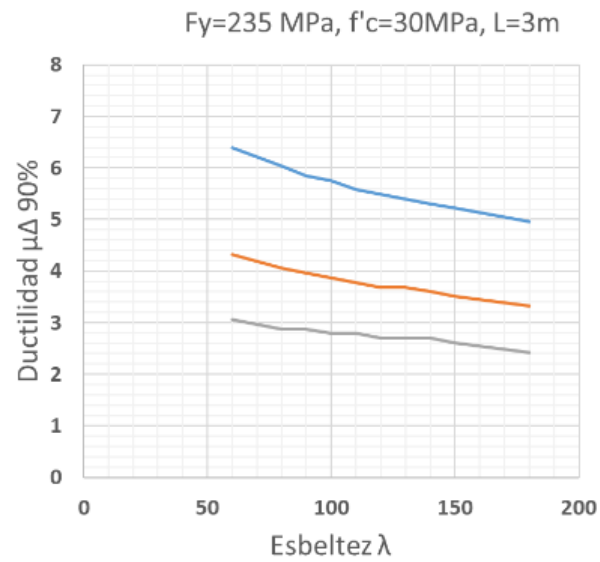
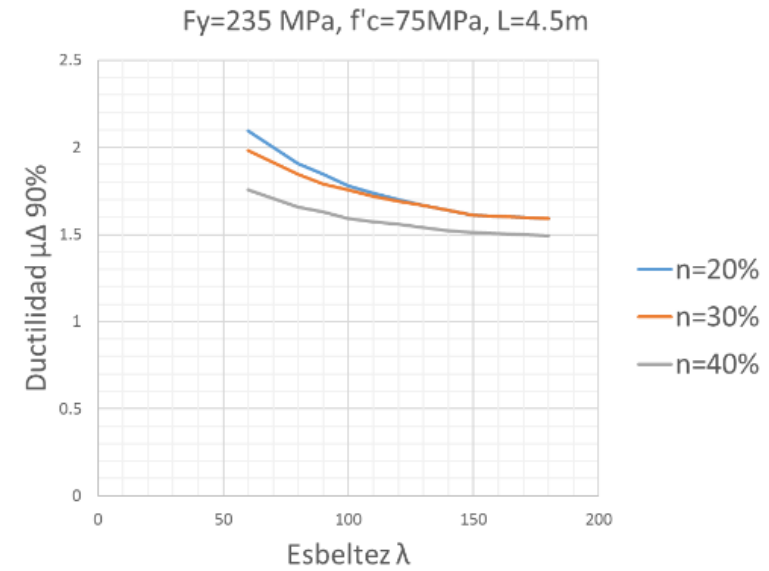
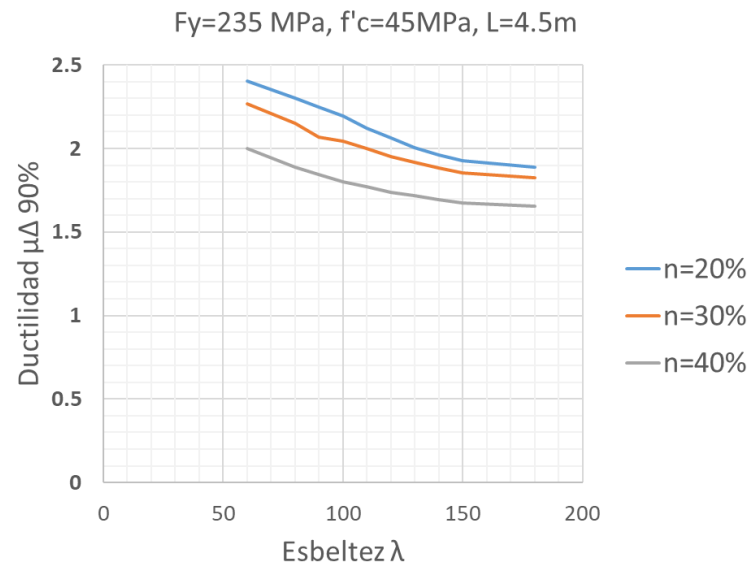
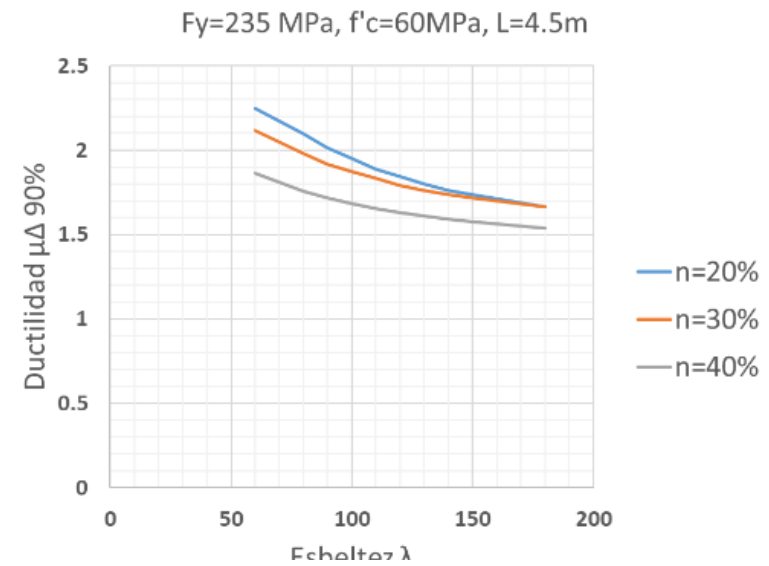
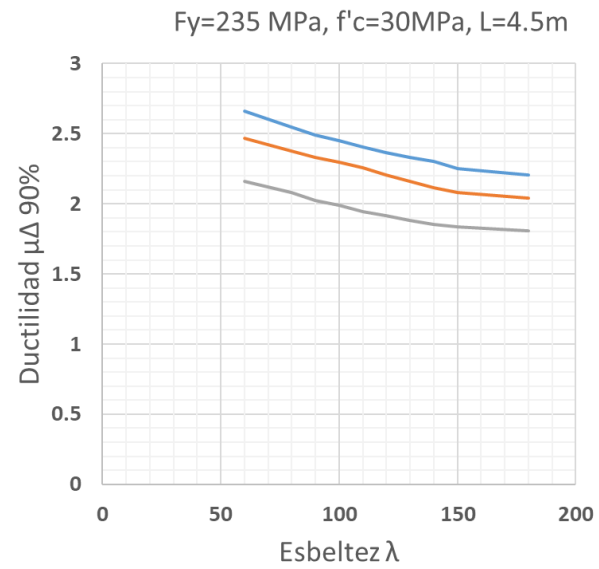


Figura 6-15 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para Fy=235MPa y L=3m en secciones circulares rellenas



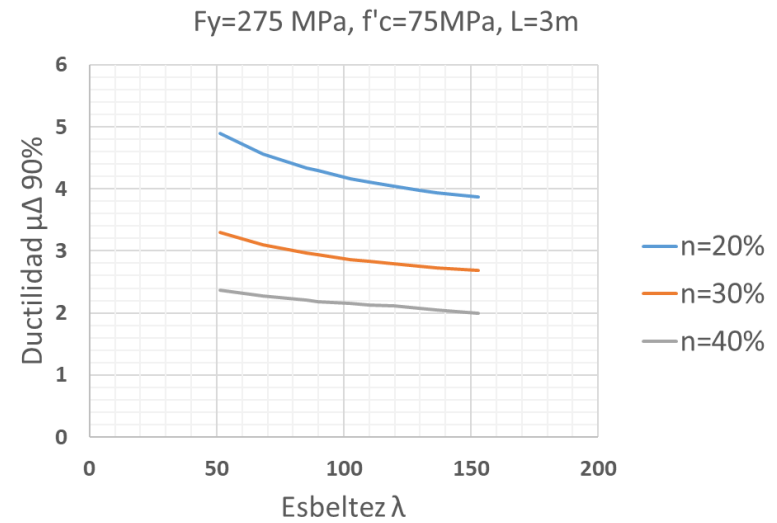
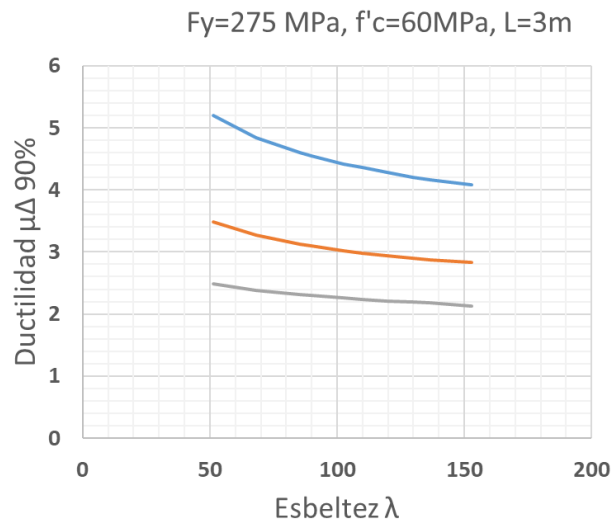
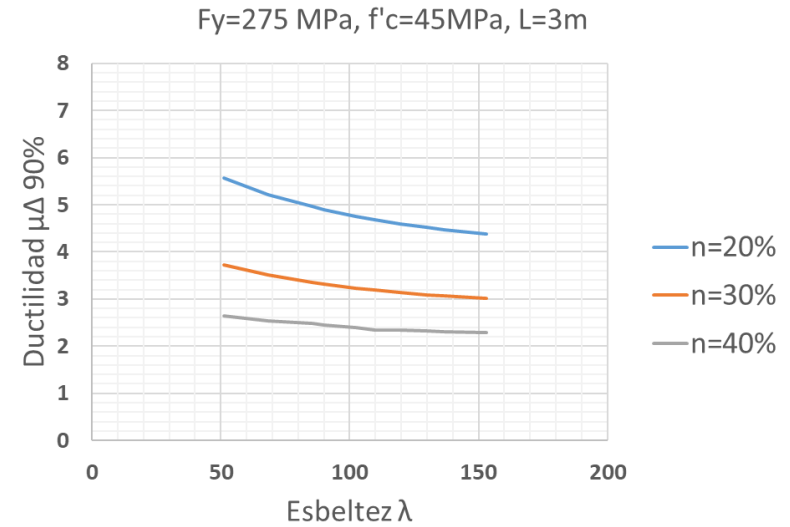
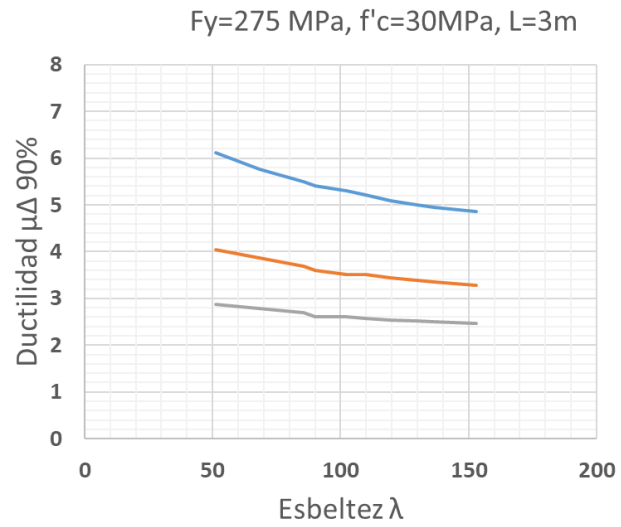


Figura 6-16 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para Fy=235MPa y L=4.5m en secciones circulares rellenas

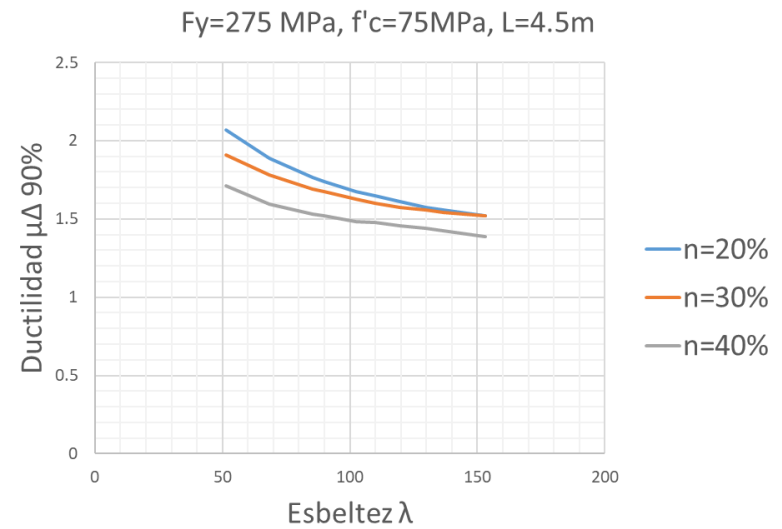
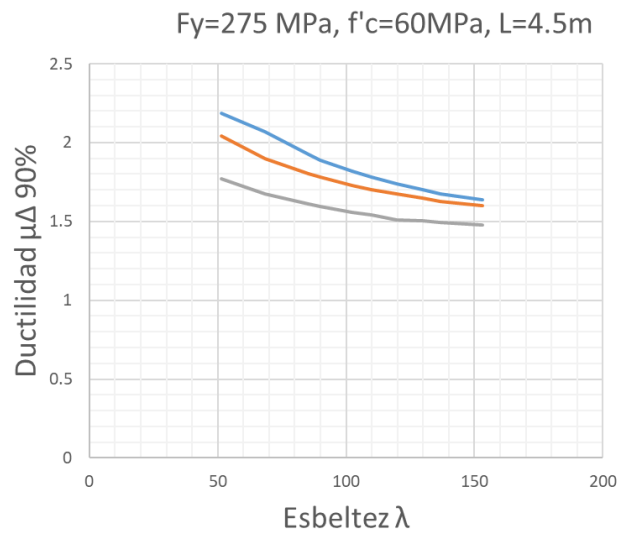
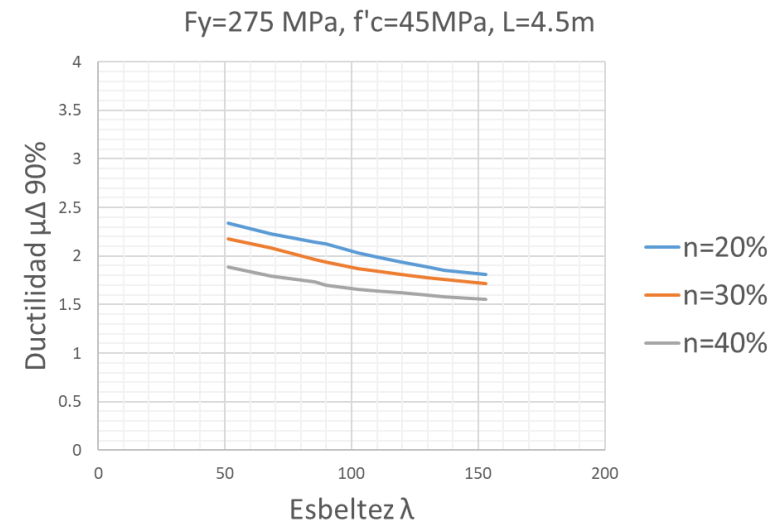
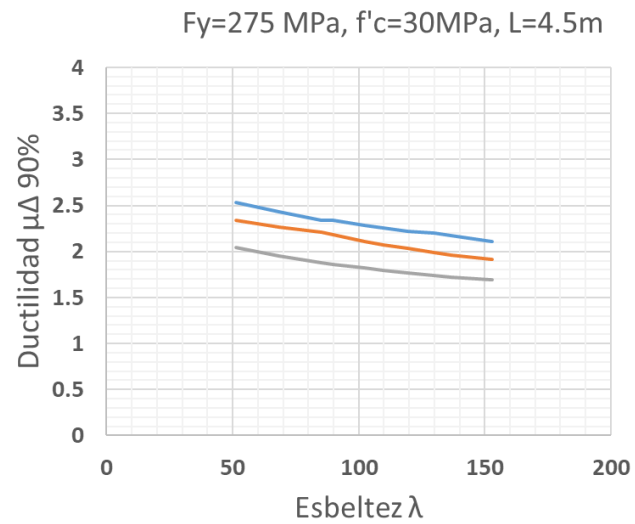


Figura 6-18 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para Fy=275MPa y L=4.5m en secciones circulares rellenas

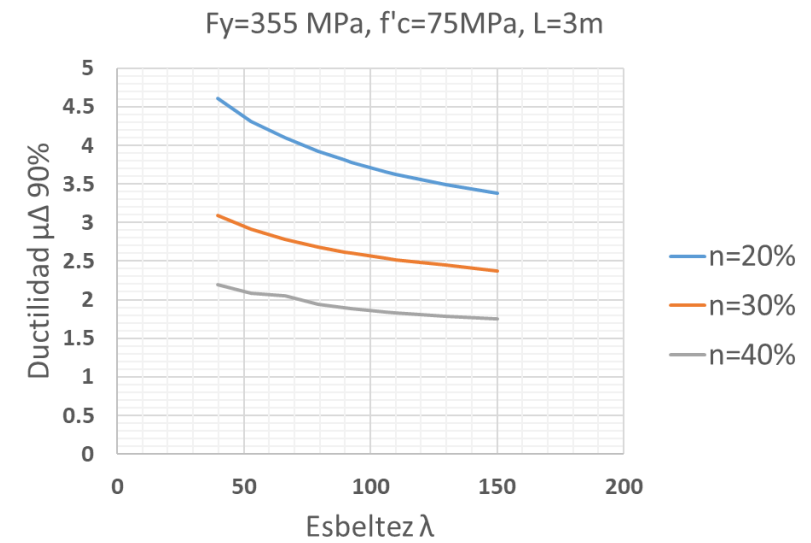
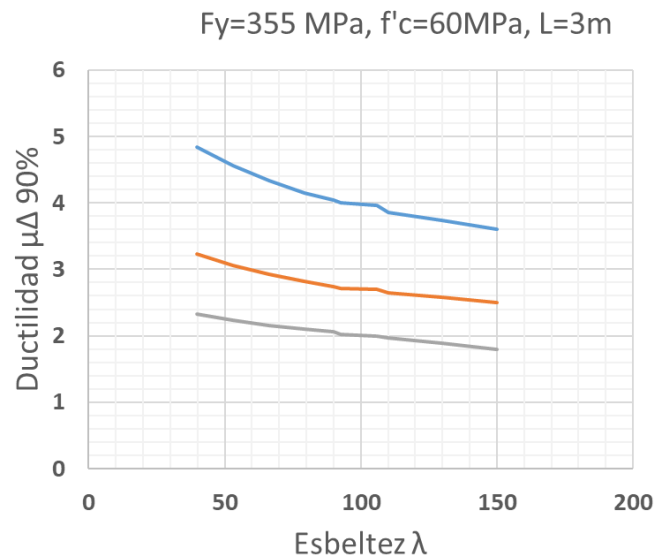
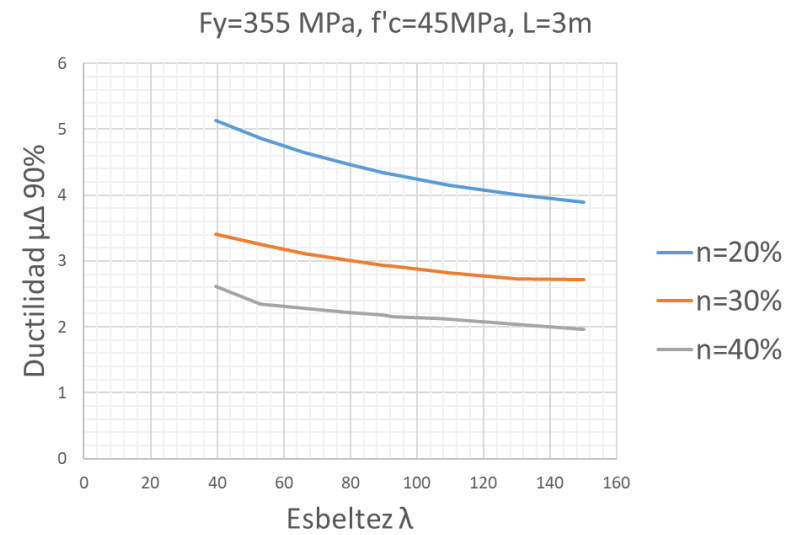
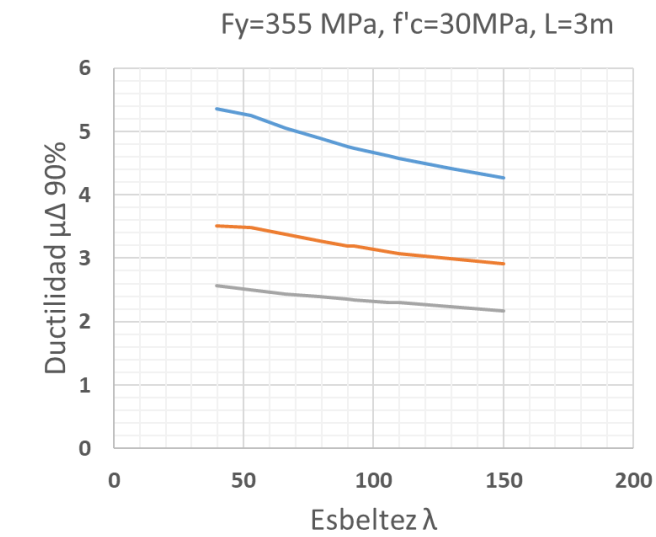


Figura 6-19 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para Fy=355MPa y L=3m en secciones circulares rellenas

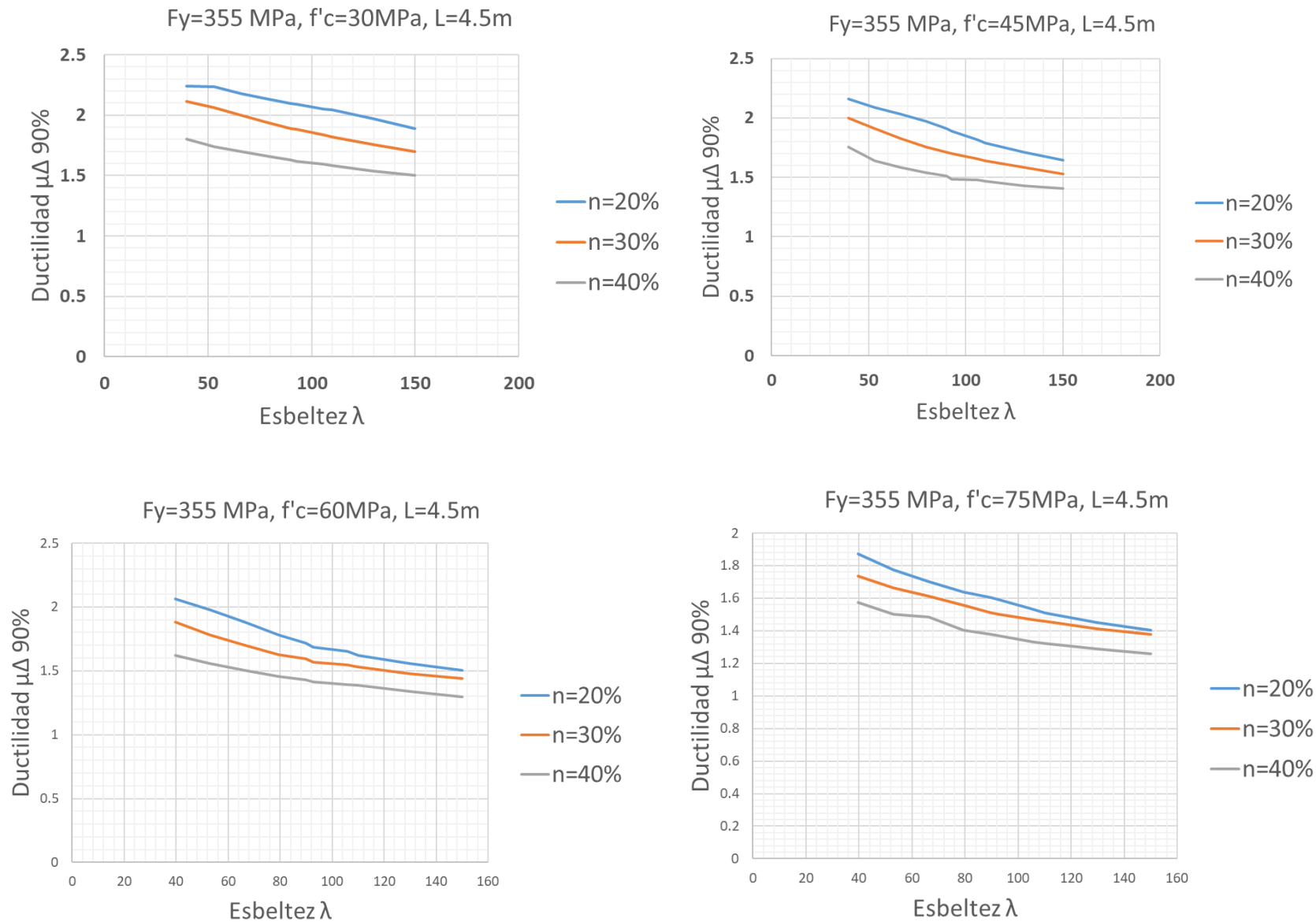


Figura 6-20 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para $F_y=355$ MPa y $L=4.5$ m en secciones circulares rellenas

A diferencia de las secciones rectangulares los perfiles circulares mantienen cierta proporcionalidad en el gráfico ductilidad de desplazamiento vs esbeltez, esta diferencia se debe principalmente a que, independientemente de la esbeltez del tubo, siempre se trabaja con un modelo constitutivo para el acero elástico y perfectamente plástico sin caída de resistencia, entendiendo que el pandeo local ocurre para deformaciones unitarias muy grandes y por tanto se puede despreciar (Sakino & Sun, 2004, Varma, 2000). Asimismo, el efecto del confinamiento debido a la tensión de anillo del tubo circular es mucho mayor por lo que la ganancia de ductilidad en un hormigón confinado por un tubo circular es mayor a la de uno confinado por un tubo rectangular, esto se traduce en un diagrama tensión deformación del hormigón más estable y por tanto en un diagrama momento curvatura más estable.

Nuevamente se aprecia que el nivel de fuerza axial es condicionante en la ductilidad de desplazamiento, lo cual es de esperarse, ya que una sección más comprimida desarrollará mayor curvatura para poca deformación de la fibra traccionada, trabajando mucho más la zona a compresión, retrasando la cedencia y acelerando la falla por compresión de la sección, por tanto, a mayor es la compresión menor es la ductilidad que puede desarrollar la sección.

Por último, se observa que, con una longitud del miembro mayor, la ductilidad decrece considerablemente debido a la drástica caída de resistencia por los efectos de segundo orden. Ya que un miembro más largo será más sensible a los efectos de segundo orden.

En las figuras Figura 6-21, Figura 6-22 y Figura 6-23 los gráficos se muestra la influencia de la resistencia del hormigón en la ductilidad de desplazamiento de secciones circulares rellenas, para un mismo nivel de carga axial en la sección, misma resistencia de materiales y longitud de miembro.

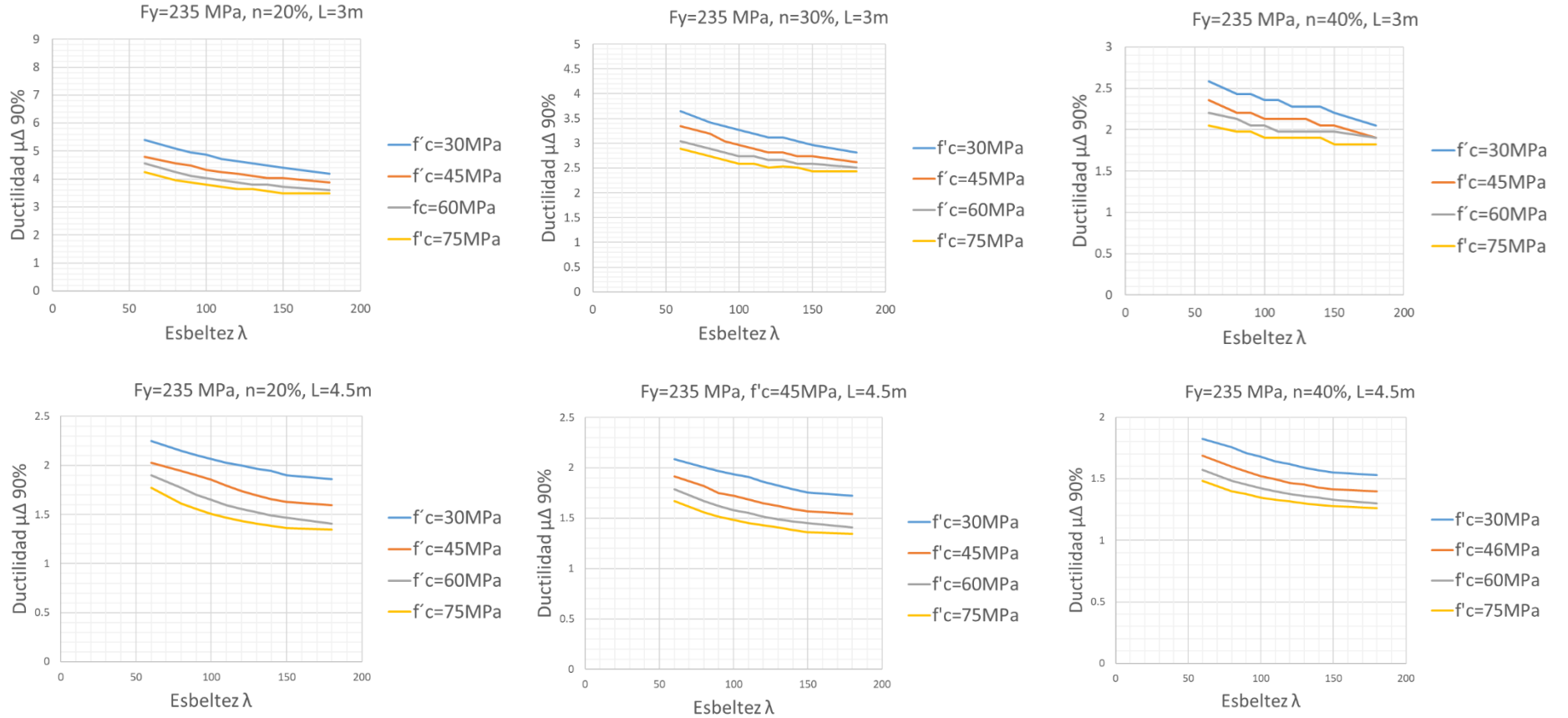


Figura 6-21 Influencia de la resistencia del hormigón en la ductilidad de desplazamiento en secciones circulares rellenas con $F_y=235\text{MPa}$

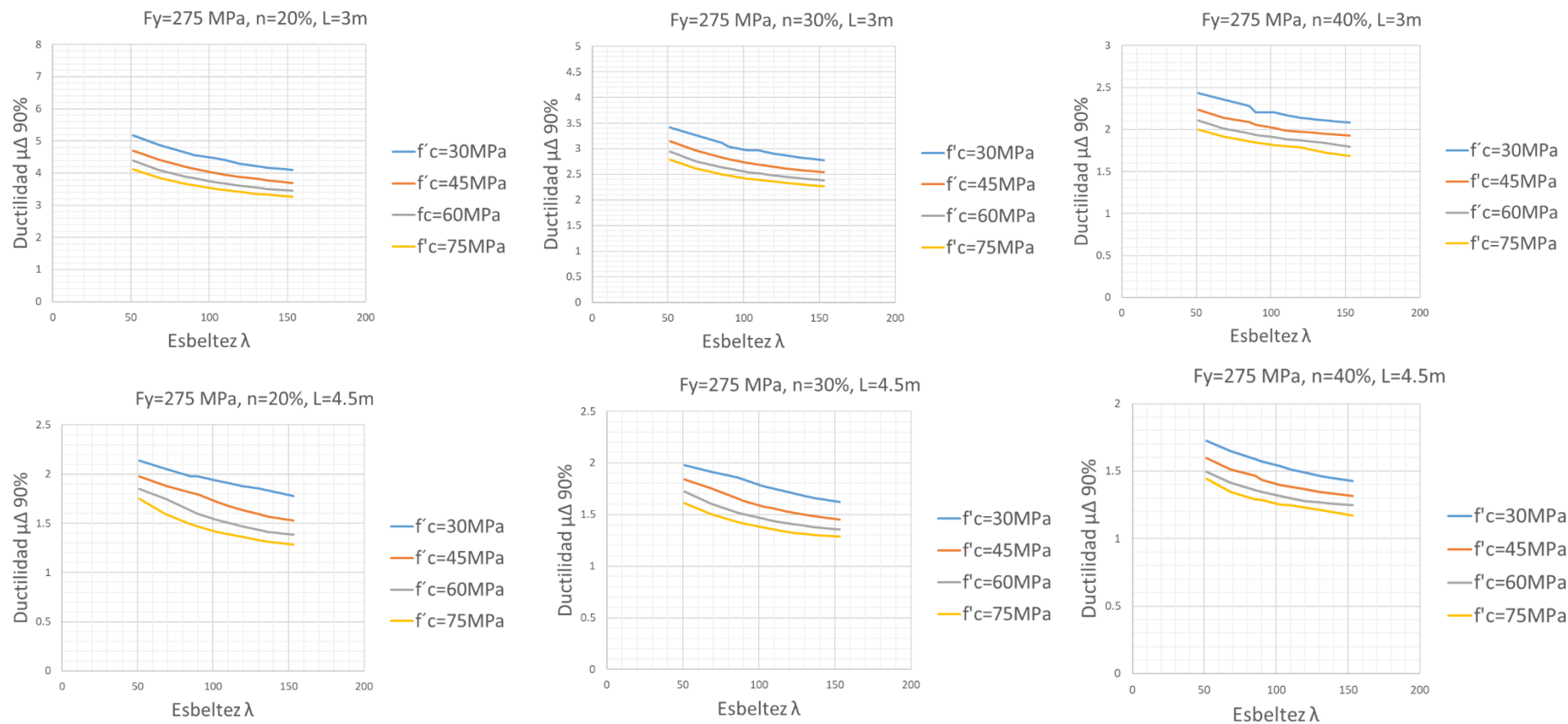


Figura 6-22 Influencia de la resistencia del hormigón en la ductilidad de desplazamiento en secciones circulares rellenas con $F_y=275$ MPa

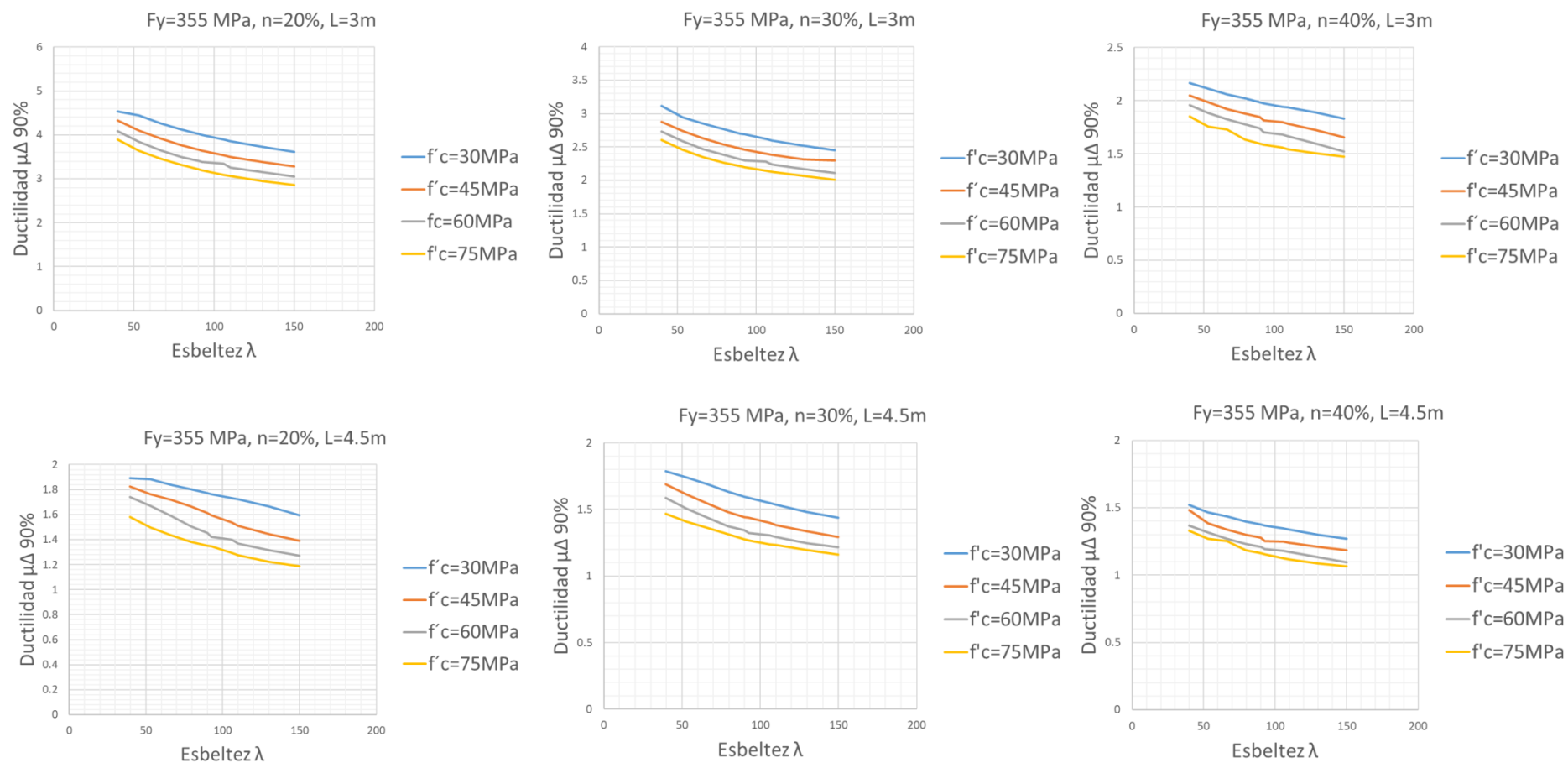


Figura 6-23 Influencia de la resistencia del hormigón en la ductilidad de desplazamiento en secciones circulares rellenas con $F_y=355 \text{ MPa}$

Se observa que la ductilidad de desplazamiento del miembro disminuye a medida que la resistencia del hormigón es mayor, y esta reducción de ductilidad decrece en la misma proporción conforme aumenta la esbeltez del tubo, a diferencia de como ocurría en las secciones rectangulares. El efecto del confinamiento de secciones circulares es mucho mayor que el de secciones rectangulares, debido a que la presión lateral sobre el hormigón es uniforme (tensión de anillo), esto trae como consecuencia que aún para espesores pequeños de tubo, es menor la pérdida del confinamiento del hormigón, por lo que la ductilidad de la sección estará influenciada por la ductilidad del mismo hormigón, aún en rango de esbelteces altos al no haber una pérdida drástica del efecto de confinamiento con la disminución del espesor. Por tanto, la ductilidad del hormigón seguirá generando un gran peso sobre la ductilidad de la sección y por ende en la ductilidad de desplazamiento. Esta proporción se mantiene incluso al aumentar la longitud del tubo y el nivel de carga axial, el hormigón no deja de ser competente en el aumento de la ductilidad de desplazamiento del miembro.

A continuación, se muestra la influencia de la resistencia del acero en la determinación de la ductilidad de desplazamiento de miembros circulares rellenos:

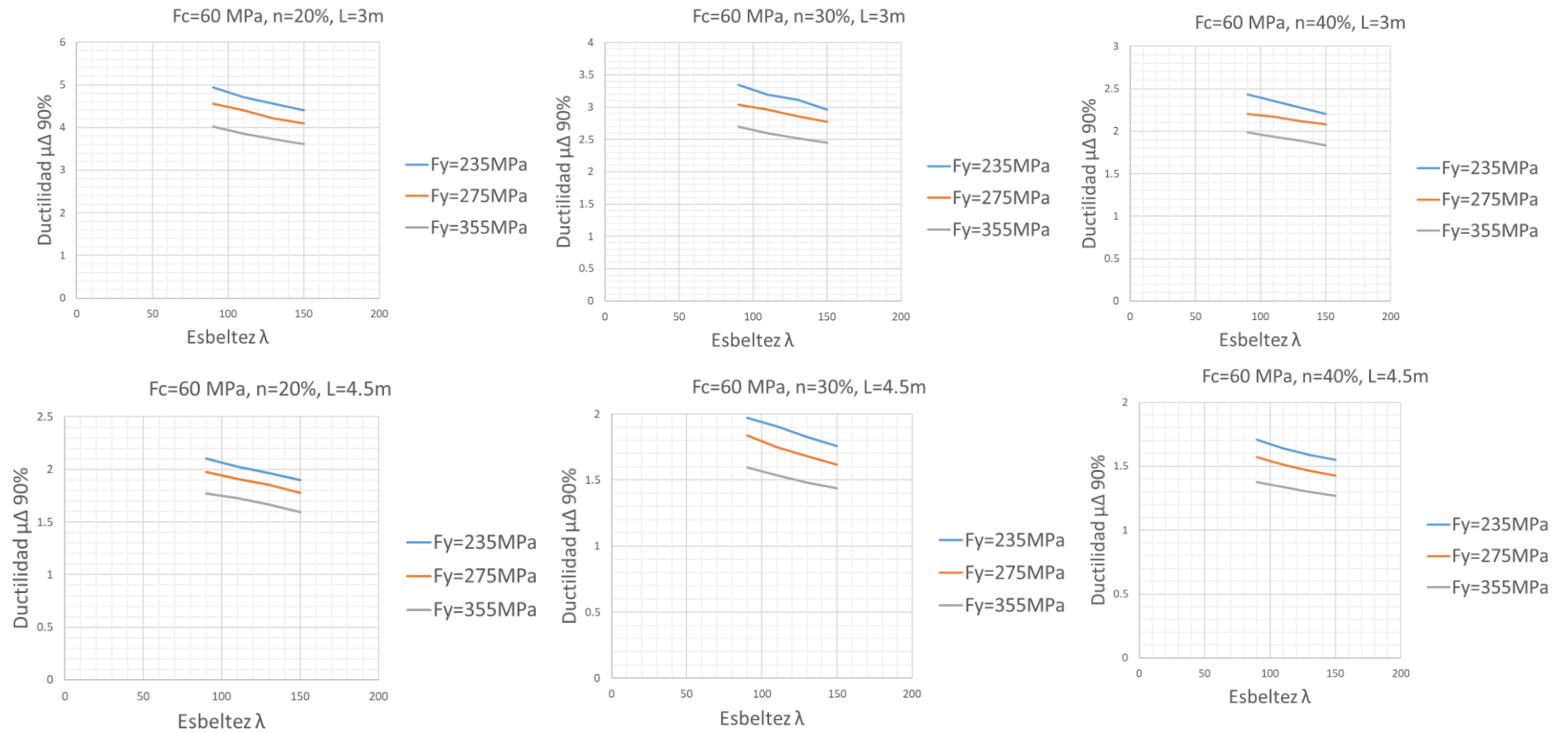


Figura 6-24 Influencia de la resistencia del acero en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_c=30$ MPa

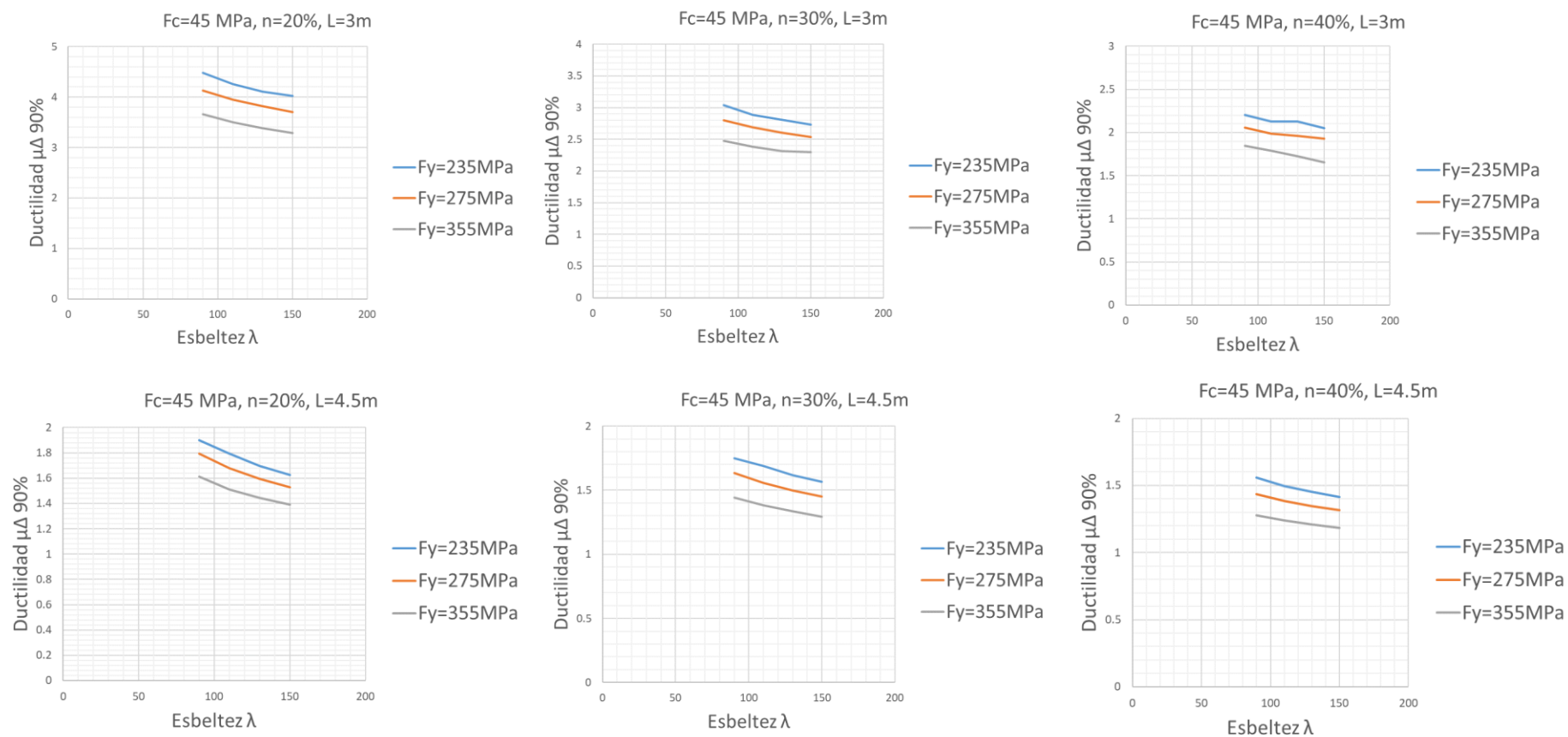


Figura 6-25 Influencia de la resistencia del acero en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_c = 45 \text{ MPa}$

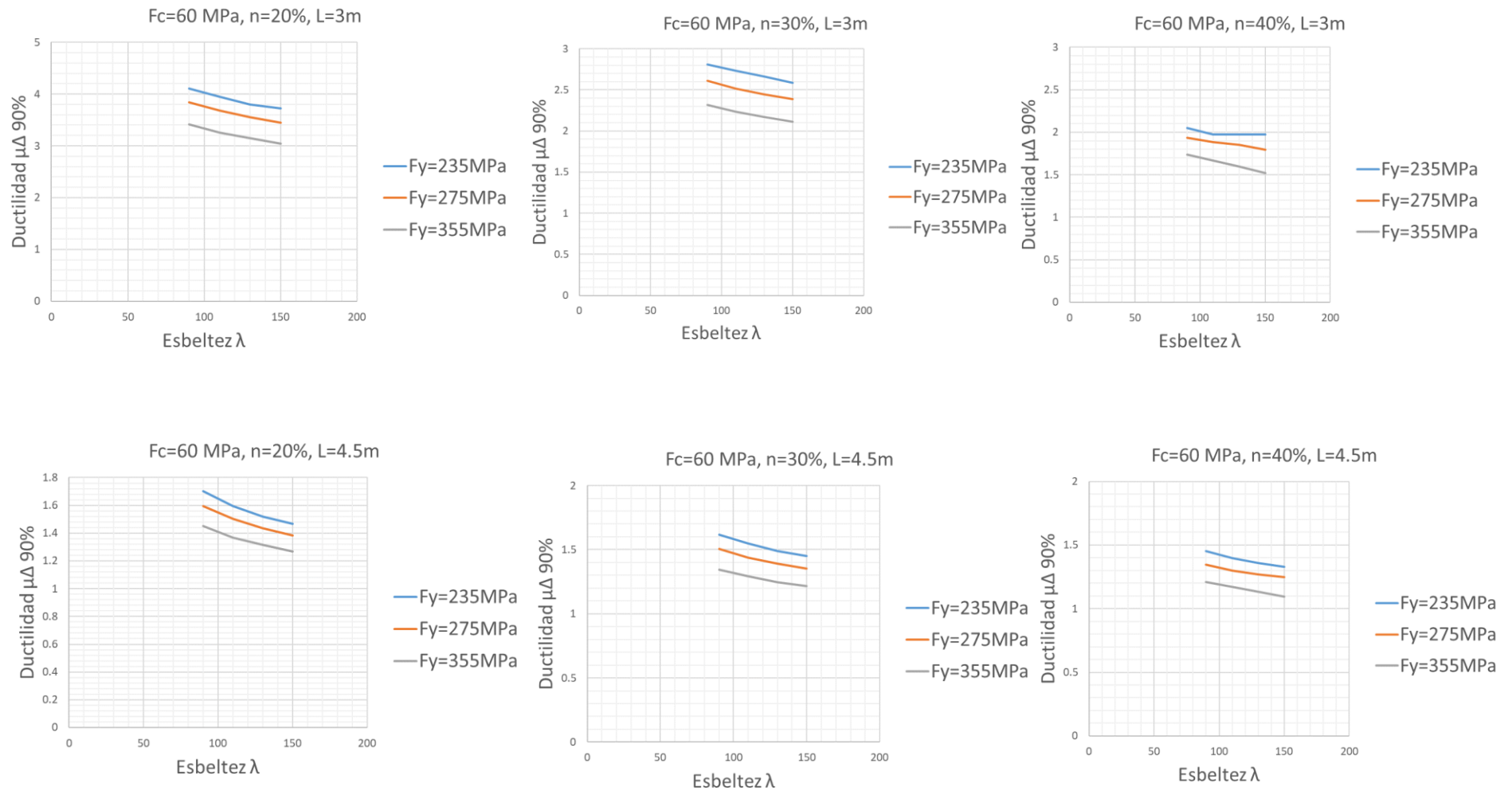


Figura 6-26 Influencia de la resistencia del acero en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_c=60\text{MPa}$

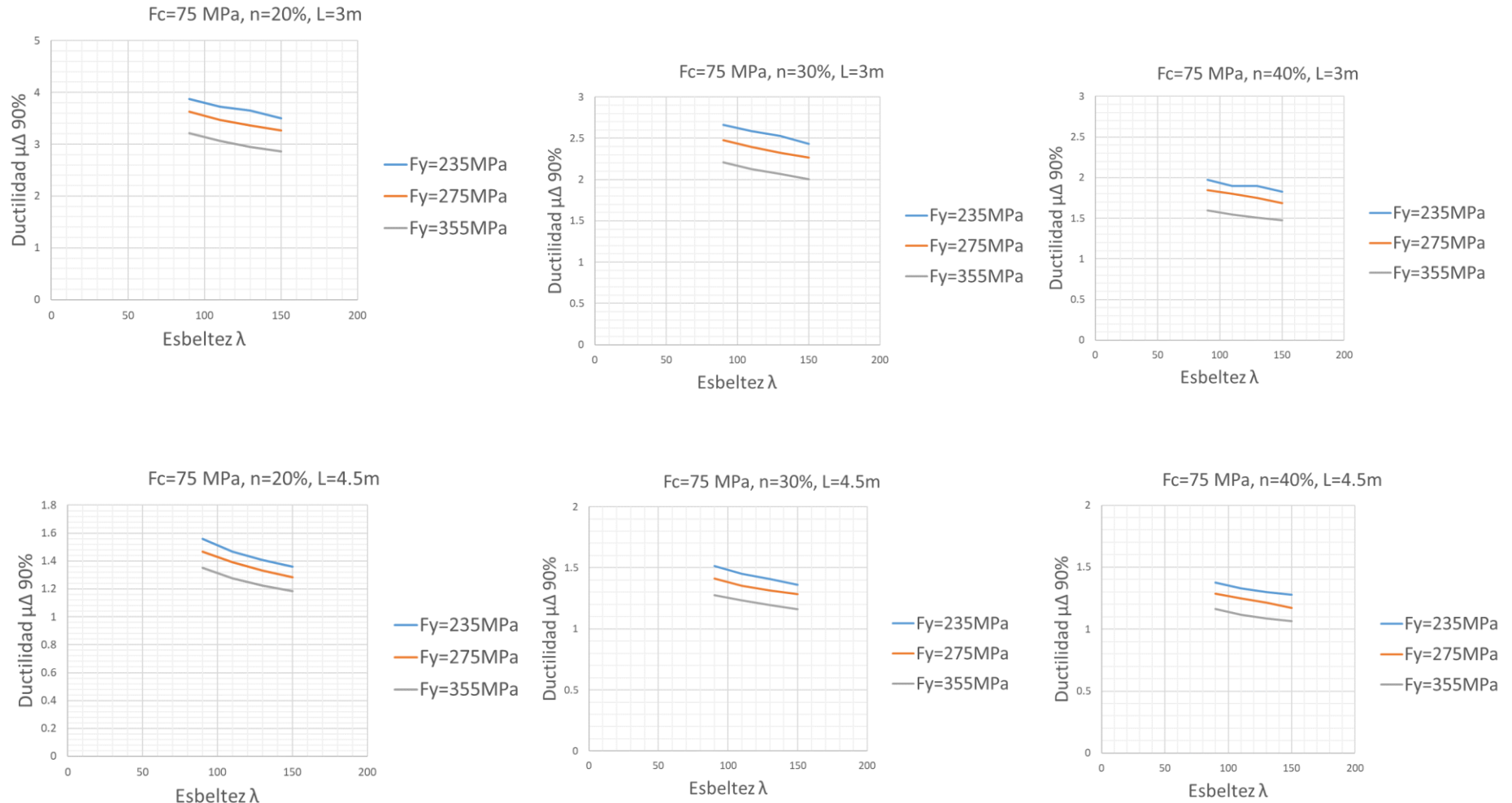


Figura 6-27 Influencia de la resistencia del acero en la ductilidad de desplazamiento en secciones rectangulares rellenas con $F_c=75$ MPa

Se aprecia en los gráficos mostrados que la ductilidad de desplazamiento del miembro aumenta a medida que la resistencia del acero es menor. Esto debido a que, como se mencionó anteriormente en el análisis para perfiles rectangulares, el incrementar el límite elástico del acero fragiliza la sección dificultando la cedencia y generando mayores tensiones a compresión, obligando a generar mayor curvatura de la sección para alcanzar la primera cedencia a tracción y por tanto, disminuyendo el intervalo plástico de deformación en el diagrama momento curvatura o fuerza horizontal vs desplazamiento.

6.4 Comparación de ductilidades de desplazamiento con normativas AISC y Eurocódigo

A modo de comparación, si se desea conseguir una ductilidad alta (High Ductility) con un valor de “q” mayor a 4 en secciones tubulares rellenas de hormigón, aceptando que el valor de comportamiento “q” tiende a la ductilidad de desplazamiento del miembro a medida que el período de la estructura aumenta, el Eurocódigo 8 (13) establece que la relación ancho espesor máxima no debe superar el valor de:

En secciones rectangulares:

$$\lambda_{dch} = 24 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (39)$$

En secciones circulares

$$\lambda_{dch} = 80 \frac{235}{f_y} \quad (40)$$

Proponiendo un acero para el tubo de 275 MPa y una longitud de miembro en voladizo de 3 metros con un diámetro de tubo de 500mm se obtienen los siguientes límites:

Circulares

$$D/t = 68.36$$

$$D = 500\text{mm}$$

$$t = 7.32\text{mm}$$

Rectangulares

$$B/t = 22.18$$

$$B = 500\text{mm}$$

$$t = 22.54\text{mm}$$

Para modelos rectangulares, se tiene que al incorporar los modelos constitutivos del acero y hormigón de Sakino, y considerando una resistencia de acero de 275 MPa, se pueden obtener ductilidades de desplazamiento mayores o iguales a 4 con hormigones de 30MPa, 45MPa, 60 MPa Y 75MPa sólo para porcentajes de axiles iguales o inferiores al $n=20\%$ de la resistencia plástica de la sección, obteniéndose los espesores de tubo de la Tabla 6-12. Esto bajo la base de datos de combinaciones generada en este trabajo.

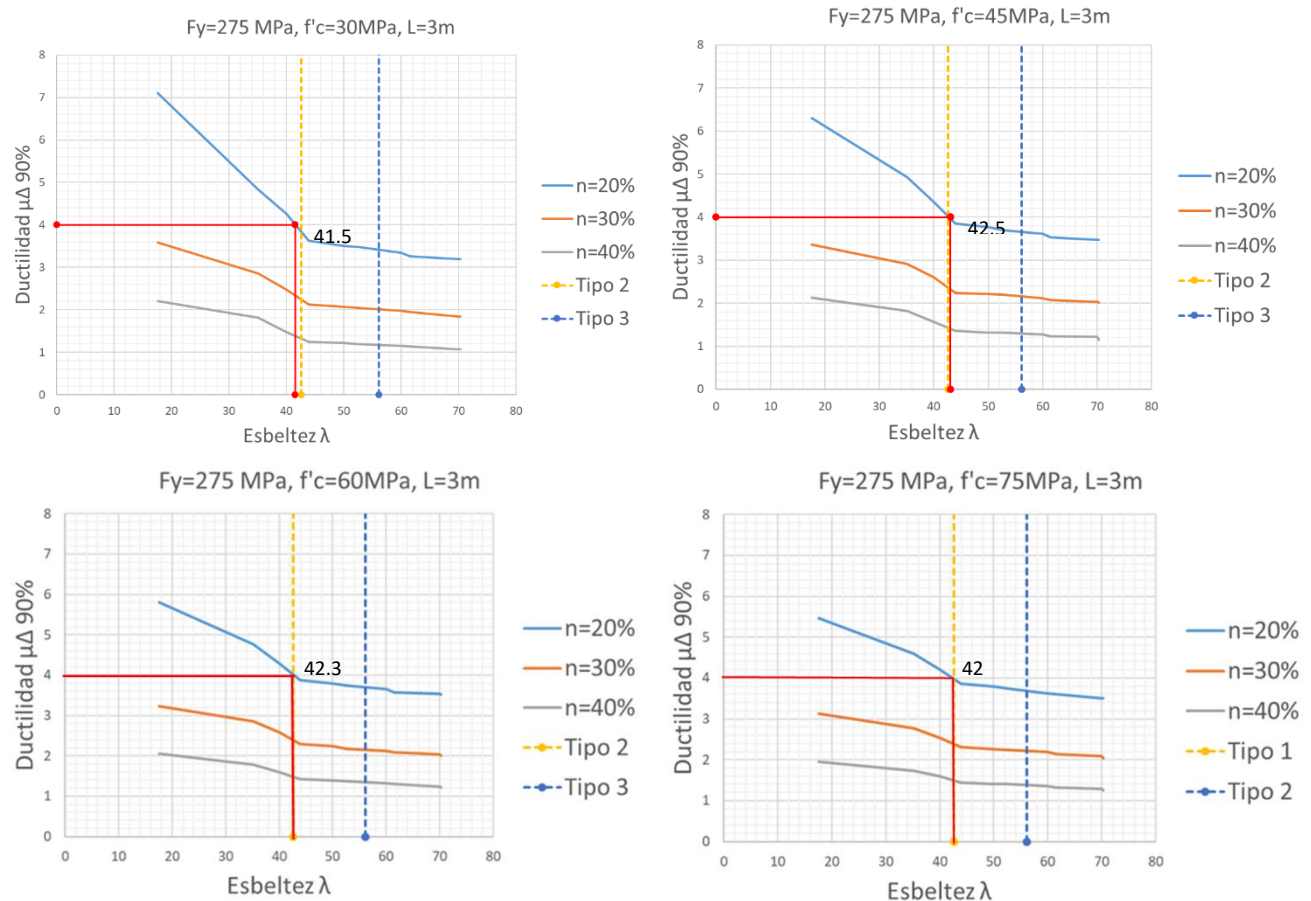


Figura 6-28 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para ductilidad de desplazamiento igual a 4 para secciones rectangulares

F _c (MPa)	30	45	60	75
D/t	41.50	42.5	42.3	42
t (mm)	12.05	11.76	11.82	11.90

Tabla 6-12 Espesores requeridos para alcanzar ductilidades des desplazamiento iguales a 4 en secciones rectangulares rellenas de hormigón.

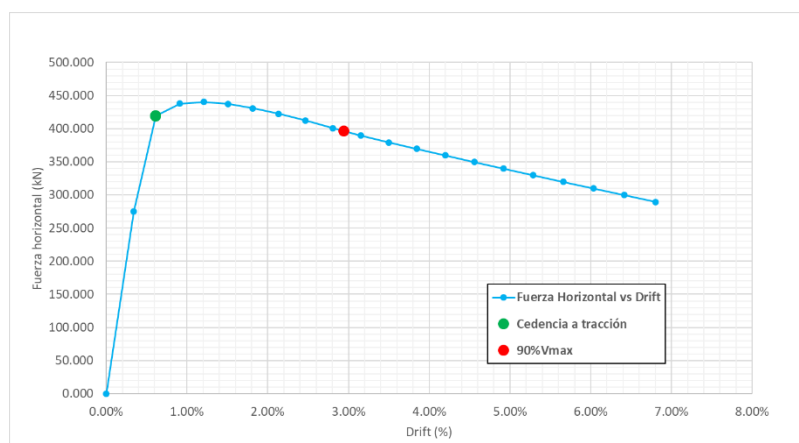


Figura 6-29 Diagrama Fuerza horizontal vs Drift en sección rectangular para F_c=30MPa, F_y=275MPa, L=3m, n=20%.

Para el caso de la sección circular se pueden alcanzar ductilidades de desplazamiento iguales a 4 o superiores para hormigones de 30MPa, 45MPa, 60MPa y 75MPa, con niveles de carga axial de 20% o inferior, y 30% para hormigón de 30MPa. Los valores de esbeltez de pared del tubo máximas y espesor de tubo mínimo para lograr este nivel de ductilidad de desplazamiento se muestra en la Tabla 6-13.

n = 20%				
F _c (MPa)	30	45	60	75
D/t	< 153.88	< 153.88	< 153.88	< 153.88
t (mm)	3.25	3.25	3.25	3.25
n = 30%				
F _c (MPa)	30	45	60	75
D/t	57.00	N/A	N/A	N/A
t (mm)	8.77	N/A	N/A	N/A

Tabla 6-13 Espesores requeridos para alcanzar ductilidades des desplazamiento iguales a 4 en secciones rectangulares rellenas de hormigón

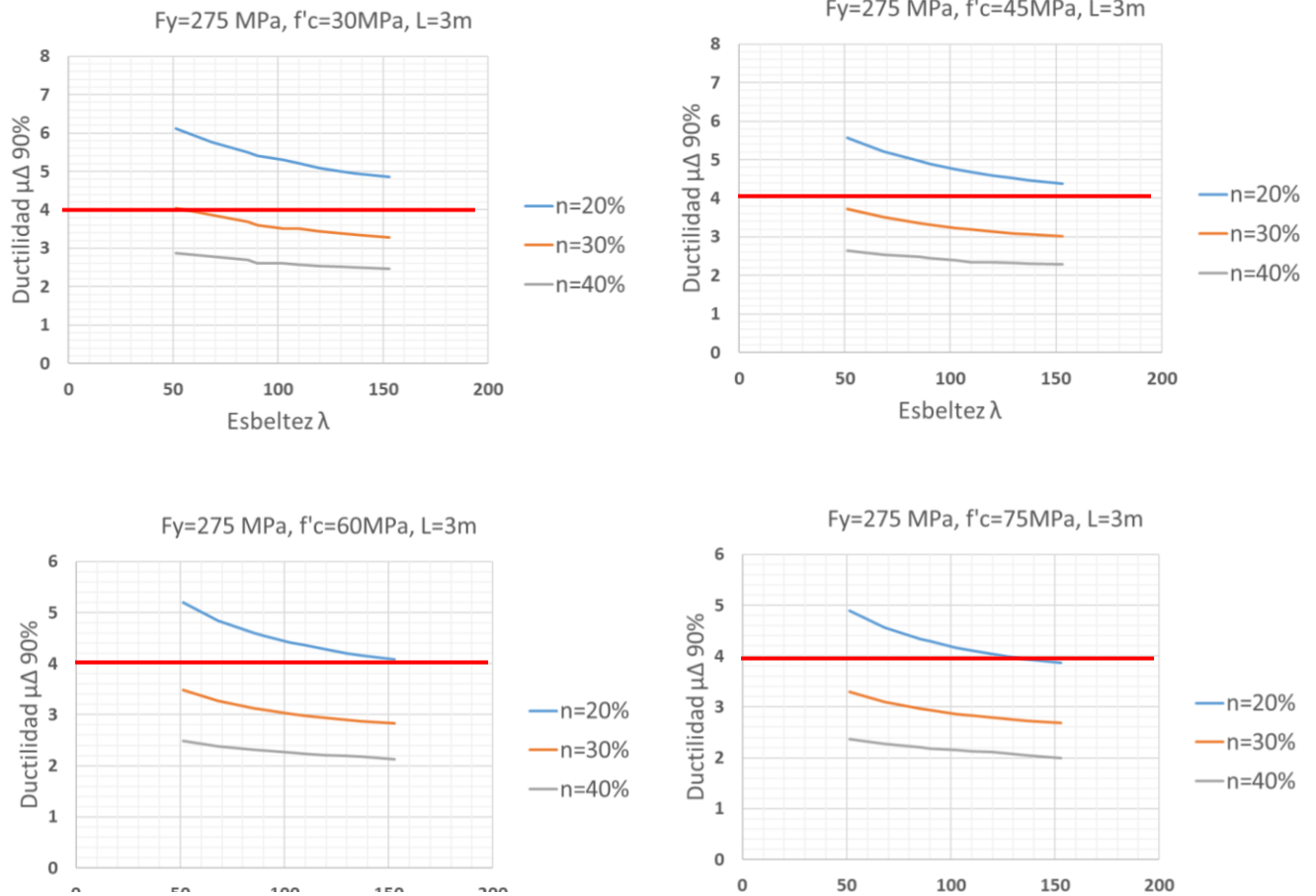


Figura 6-30 Gráficos ductilidad de desplazamiento vs esbeltez para ductilidad de desplazamiento igual a 4 en secciones circulares

Se hace evidente en el ejemplo planteado, que realizando un análisis inelástico no lineal con los modelos de los materiales propuestos por Sakino se pueden lograr niveles de ductilidades en miembros igual a las requeridas por miembros disipativos según el Eurocódigo 8 con espesores de tubo mucho menores bajo ciertas condiciones de carga axial y resistencia de materiales.

7. CONCLUSIONES

Habiendo realizado en análisis comparativo de tres modelos constitutivos de materiales para perfiles tubulares rellenos circulares y rectangulares de reconocidos investigadores en el área, así como el estudio de la sensibilidad de todas las variables que intervienen en la determinación de la ductilidad de desplazamiento de un miembro de sección tubular circulares y rectangulares rellenos, se puede concluir lo siguiente:

- El análisis basado en fibras de secciones tubulares circulares y rectangulares rellenas de hormigón es capaz de lograr reproducir de forma bastante precisa el comportamiento inelástico no lineal de un miembro sometido a compresión y a cargas laterales cíclicas o monotónicas, siempre y cuando se empleen modelos constitutivos de materiales que logren representar acertadamente el comportamiento de estos, es decir, su interacción, el efecto del confinamiento del hormigón, el pandeo local, el estado multiaxial de tensiones en el hormigón y el acero del tubo, entre otros.
- La ductilidad de desplazamiento va más allá de ser definida como una relación ancho espesor, ya que depende en gran medida de la resistencia de los materiales, y es altamente sensible a efectos de segundo orden y al nivel de carga axial, siendo estos dos últimos los más determinantes.
- De los modelos constitutivos comparados, los modelos de Kenji Sakino, Hiroyuki Nakahara y Shosuke Morino logran representar de forma precisa y conservadora los ensayos recopilados de miembros sometidos a cargas cíclicas y monotónicas, los cuales presentan gran variedad de resistencia de materiales, niveles de cargas axiales, longitud de miembros y espesores de pared del tubo.

- Los niveles de ductilidad de desplazamiento máximos alcanzados por secciones tubulares de pared delgada utilizando las ecuaciones constitutivas de los materiales de Sakino en un análisis inelástico no lineal, pueden superar los valores normativos propuestos por el Eurocódigo 8 para miembros disipativos, pudiendo alcanzarse ductilidades equivalentes e incluso superiores bajo ciertas condiciones de resistencias de hormigón, longitud de miembro y carga axial. Se demuestra que esta normativa puede subestimar la ductilidad de desplazamiento en la mayoría de los casos cuando se compara con las ductilidades alcanzadas en el modelo estudiado.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode. Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: CEN; 2004.

[6] AS. Australian standard for steel structures. Canberra, Australia: ABCB; 2012.

[8] ANSI, B. (2005). AISC 360-05-specification for structural steel buildings. *Chicago AISC*.

[2] AISC Committee. (2010). Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10). *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*.

[11] Lai Z, Varma AH, Zhang K. Noncompact and slender rectangular CFT members: Experimental database, analysis, and design. *J Constr Steel Res* 2014; 101: 455–68.

[3] Elremaily, A., & Azizinamini, A. (2002). Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(12), 1567-1591.

[4] Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S., & Nishiyama, I. (2004). Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 180-188.

[5] MASTRANDREA, L., MONTUORI, R., & PILUSO, V. EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THE CYCLIC FLEXURAL RESPONSE OF CFT MEMBERS (2008)

[7] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures. Tokyo, Japan: Architectural Institute of Japan; 2008.

[8] Perea, T. (2010). *Analytical and experimental study on slender concrete-filled steel tube columns and beam-columns*. Georgia Institute of Technology.

[9] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.

[10] BAI, Y., Odawara, K., KAWANO, A., & MATSUO, S. (2011). Stress-Strain Model of Structural Members by Considering Strength Degradation (Part. 1 Concrete Filled Steel Tube Members). In *Proc. of the 9th Symp. on Research and Application of Hybrid and Composite Structures* (pp. 184-192).

[11] Bradford MA, Wright HD, Uy B. Local Buckling of Steel skin in lightweight composites induced by creep and shrinkage. *Adv Struct Eng* 1998;2:25-34.

[12] Popovics S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cem Concr Res* 1973;3: 583-99

[13] AENOR, E. (1998). 1: EUROCÓDIGO 8 Proyecto de estructuras frente a sismo. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.

[14] Chacón Flores, R. (2011). Respuesta estructural de pilas metálicas circulares rellenas de hormigón (CFT) en puentes integrales.

[15] Denavit, M. D., & Hajjar, J. F. (2011). Nonlinear seismic analysis of circular concrete-filled steel tube members and frames. *Journal of Structural Engineering*, 138(9), 1089-1098.

[16] Marson, J. and Bruneau, M. (2004). "Cyclic Testing of Concrete-Filled Circular Steel Bridge Piers having Encased Fixed-Based Detail," *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 9, No. 1, pp. 14-23.

[17] Xiao, Y., He, W., Mao, X., Choi, K. Y., Shang, S., & Guo, Y. (2004, August). Experimental studies of confined concrete filled steel tubular (CCFT) columns. In *Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.

[18] Nishiyama, I., Morino, S., Sakino, K., Nakahara, H., Fujimoto, T., Mukai, A., Inai, E., Kai, M., Tokinoya, H., Fukumoto, T., Mori, K., Yoshioka, K., Mori, O., Yonezawa, K., Uchikoshi, M., and Hayashi, Y. (2002). "Summary of Research on Concrete-Filled Structural Steel Tube Columns System Carried Out Under The US-Japan Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures," BRI Research Paper No. 147, Building Research Institute, Japan, January.

[19] Varma, A. H., Ricles, J. M., Sause, R., & Lu, L. W. (2004). Seismic behavior and design of high-strength square concrete-filled steel tube beam columns. *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 169-179.

[20] Tsuda, K., Matsui, C., & Mino, E. (1996, August). Strength and behavior of slender concrete filled steel tubular columns. In *Proceeding 5th International Colloquium on Structural Stability* (Vol. 489).